

論文 / 著書情報
Article / Book Information

題目(和文)	高層建築物の地震応答低減を目的とする弾性非線形の可変剛性機構に関する研究
Title(English)	A study on elastic non-linear variable stiffness device to reduce the seismic response of tall buildings
著者(和文)	水津秀夫
Author(English)	
出典(和文)	学位:博士(工学), 学位授与機関:東京工業大学, 報告番号:乙第3547号, 授与年月日:2001年7月31日, 学位の種別:論文博士, 審査員:
Citation(English)	Degree:Doctor (Engineering), Conferring organization: Tokyo Institute of Technology, Report number:乙第3547号, Conferred date:2001/7/31, Degree Type:Thesis doctor, Examiner:
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

高層建築物の地震応答低減を目的とする

弾性非線形の可変剛性機構に関する研究

A study on elastic non-linear variable stiffness device

To reduce the seismic response of tall buildings

平成13年7月

水 津 秀 夫

本論文の概要

本研究は高層建築物に弾性非線形の可変剛性機構を組み込むことにより、高層建築物の構造性能を向上させることを目的としている。

建築物の構造性能としては台風時や地震時の安全性のみならず、平常時の居住性や地震後の修復性も重要である。1995年の阪神・淡路大震災を契機に、建築物が有するそれらの性能を明確にすることが求められるようになり、性能の目標グレードを設定しそれを確保するという設計方法、いわゆる性能設計を目指すようになった。本研究の可変剛性機構は、材料を弾性範囲にとどめながら建築物全体の剛性を非線形にすることを可能とし、剛性および剛性変化点の設定自由度が高いため、性能設計において要求される目標を実現する上で効果的に適用できる機構である。

第1章「序論」では、建築物の耐震設計における本研究の背景を述べ可変剛性機構の位置付けを行うと共に、弾性非線形の復元力に関する既往の研究を概観し本研究の意義を述べた。

第2章「弾性非線形の可変剛性機構の概念」では、弾性でありながら復元力特性が非線形性を示す可変剛性機構の原理を述べ、高層建築物にその特性を付与することの効果として、台風や中小の地震に対しては建築物を剛性の高い揺れの少ない状態に保ち居住性を確保し、大地震に対しては剛性低下が非損傷でなされ、地震応答の低減が図れることや復元力特性の設定の容易性などを述べ、さらに建築物における効果的な適用方法について提案した。

第3章「弾性非線形の可変剛性機構の性能確認実験」では、鉄骨フレームに可変剛性機構をもつK型鉄骨ブレースとX型プレストレスト・コンクリート・ブレースを組み込んで静的載荷試験を行い、復元力特性および変形能力等を確認した実験について述べた。

はじめに可変剛性機構を成立させる主要素である圧着力を与えるためのP C鋼棒とその定着部についての確認試験を行い、定着部を含んだP C鋼棒の破断までの変形状を確認した実験について述べた。

つぎに供試体に載荷した時のP C鋼棒の荷重—歪み度曲線が設定した弾性非線形の性状を示すことを確認し、さらにフレームとしての荷重—変形曲線においても設定どおりの弾性非線形の復元力特性を示すことを確認した実験について述べた。

第4章「弾性非線形の可変剛性機構を持つ質点系の地震応答特性」では、弾性線形・弾性非線形および弾塑性非線形の復元力特性をもつ1質点および4質点の振動モデルにおいて、固有周期を短周期（0.2秒）から長周期（5秒）まで変化させて時刻歴応答解析を行い、弾性非線形による地震応答の低減効果について述べた。

はじめに1質点モデルの弾性線形と弾性非線形の応答時の最大弾性歪みエネルギーを同じ値と仮定して、略算的に弾性非線形の弾性線形に対する応答値の増減率の推定を行い、時刻歴応答解析により剛性変化点のレベル、地震波の違い、さらに地震動の強さをパラメータとし、それぞれの要因が及ぼす影響を確認した。また弾性線形と弾性非線形の最大弾性歪みエネルギーを比較し、それらを同じ値と仮定したことの妥当性を検証した。つぎに4質点モデルにより下層部のみに可変剛性機構を設けた時の応答低減効果を把握するため、最下層の剛性だけを弾性非線形とし、2層目以上は弾性線形の復元力特性としたモデルにおける検討結果について述べた。モデルはせん断型モデルで剛性変化点を25Kine相当レベルとして時刻歴応答解析を行い、地動70Kine時における応答低減効果・第2ステップへの進入度および最大弾性歪みエネルギーを確認した結果について述べた。

第5章「弾性非線形の可変剛性機構をもつ超高層の試設計」では、建築物が高層になるにつれて固有周期が長くなり地震応答は小さくなるものの、風による変形が大きくなり居住性が失われる。これを防ぐ

ために可変剛性機構を下層階に設けた地上 150m,38 階の超高層ビルの試設計を行い、可変剛性機構の有効性を検証した結果について述べた。さらに可変剛性機構の設置方法による影響を調べるために、軸方向剛性が可変となるブレースの設置階および耐力壁の浮き上がりによる曲げ剛性の低下による影響を検討した結果についても述べた。

第 6 章「結論」では第 5 章までに得られた知見を要約し、本研究の結論を述べた。

Synopsis

This study purposes improvement of structural performance of tall building under typhoons and earthquakes by elastic non-linear vibration characteristics as an effect of providing buildings with variable stiffness devices.

Structural performance of the building has to include not only safety but also inhabitability and repairability. With Hanshin-Awaji earthquake disaster in 1995 as a momentum, a requirement to clarify such building performance has arisen and the structural design method has changed so that the established target grades of performance are satisfied (so-called performance based design). The variable stiffness device is effective to achieve the targets required in the performance based design because building stiffness change can be established in comparatively arbitrary manner keeping the device within elastic range.

Chapter 1, "Introduction", sets forth the position of this study in earthquake resistant design, introduces summaries of previously reported studies on similar variable stiffness devices, and describes significance of this study.

Chapter 2, "Concept of elastic non-linear variable stiffness device", explains the elastic non-linear stiffness characteristics of tensile steels under additional tensile forces. As advantages of elastic non-linear restoring force characteristics induced from application of the stiffness characteristics to tall buildings, it is shown that the building stiffness under strong earthquakes decreases to avoid resonance with ground motion reducing the response force. While under typhoons and feeble to medium earthquakes, the stiffness remains high enough to ensure the inhabitability keeping the building as stable as possible, and that establishment of restoring force characteristics and the repair work are easy.

Chapter 3, "Performance confirmation experiment for elastic non-linear variable stiffness device", reports a static loading experiment on steel frame specimens with bracing members into which the variable stiffness devices were incorporated, together with a confirmative study on the stiffness and stiffness changing points as well as the deformation capacity of each specimen. For the experiment, K type steel braces and X type prestressed concrete braces were employed.

Subject reported first includes the results of tests on prestressing steel rods and their anchorages which generate the pressure force essential to the variable stiffness device and a confirmative study on decrease in the apparent Young's modulus of the prestressing steel rods including the anchorages and on reduction in the elongation percentages at rupture.

The second subject confirms that, focusing on the strains of prestressing steel rods in loaded specimens, the elastic non-linear restoring force characteristics appear in conformance with theory and the load-deformation curves within the elastic range of prestressing steel rods show the elastic non-linear restoring force characteristics in conformance with calculation.

Chapter 4, "Earthquake response characteristics of mass systems with elastic non-linear variable stiffness device", discusses the reduction effects of earthquake response for the elastic non-linear variable stiffness models based on a study on the influence of the stiffness changing points, earthquake waves, and earthquake intensity upon the response results using 1-mass and 4-mass vibration models with elastic non-linear, elastic linear, or inelastic non-linear restoring force characteristics and changing their natural periods from short ones (0.2 second) to long ones (5 seconds).

First, the magnification of elastic non-linear response to elastic linear response is roughly estimated on the assumption that, with a 1-mass model, the maximum instantaneous elastic strain energy in elastic non-linear response is equivalent to that in elastic linear response. And, then, hysteretic response analysis for the cases of stiffness changing points of 25, 20, and 15 Kine at a maximum ground motion of 50 Kine performed to examine the influence of the stiffness changing points upon the response values, hysteretic response analysis for three waves, i.e. EL CENTRO NS, Kobe EW, and BCJ-L2, at a maximum ground motion of 50 Kine with a stiffness changing point of 25 Kine performed to examine the influence of earthquake waves, and hysteretic response analysis for the three waves at maximum ground motions of 50 Kine and 70 Kine performed to examine the influence of earthquake strengths are compared with elastic linear cases in terms of the response values and estimated values. The response reduction effects caused by each factor and confirmation results of degree of progression into the second step are presented.

And adequacy is proved for the rough estimation of the magnification of elastic non-linear response to elastic linear response based on the assumption that the maximum instantaneous elastic strain energy in elastic non-linear response is equivalent to that in elastic linear response.

In addition, study results are presented for a case with a 4-mass model of which stiffness characteristics are elastic non-linear on the lowest spring only and elastic linear on the other springs, which clarifies the extent of response reduction in a building with the variable stiffness device on the lowest story only. The model is of shear type, each material point has equal mass, spring stiffnesses are established to be smaller for every upper story, and the natural period varies from 0.2 seconds to 5 seconds. The response reduction effects, degree of progression into the second step, and maximum instantaneous elastic strain energy are

confirmed based on hysteretic response analysis for EL CENTRO NS waves and Kobe EW waves at a maximum ground motion of 70 Kine with a stiffness changing point of 25 Kine.

Chapter 5, "Trial design of a super high-rise building with elastic non-linear variable stiffness device", points out that the natural period of a building elongates, as the number of stories increases, to reduce the earthquake response force while deformation under a typhoon increases to deteriorate the inhabitability. A trial design is carried out for a center core type 38-storied super high-rise steel structure building 150m high above the ground to which the variable stiffness device is installed on the lower story to prevent the phenomenon mentioned above, and effectiveness of the variable stiffness device are verified. Furthermore, in order to examine the influence of arrangement of the variable stiffness devices, studies are made on the story to be provided with the bracing member of which axial stiffness is variable and on the influence by the reduction of the bending stiffness due to lift of the bearing wall.

Chapter 6, "Conclusion", summarizes the findings in these chapters.

高層建築物の地震応答低減を目的とする

可変剛性機構に関する研究

(目次)

本論文の概要

Synopsis

目次

用語の説明

1 章 序論

- 1. 1 耐震設計における本研究の位置付け 1
- 1. 2 弾性非線形の可変剛性機構に類する既往の研究 6

2 章 弾性非線形の可変剛性機構の概念

- 2. 1 序 9
- 2. 2 可変剛性機構の原理 9
- 2. 3 可変剛性機構の有用性 1 1
- 2. 4 結 1 3

3 章 弾性非線形の可変剛性機構の性能確認実験

- 3. 1 序 1 4
- 3. 2 実験概要 1 4
- 3. 3 P C 鋼棒の定着部を含めた性能確認 1 6
- 3. 4 P C 鋼棒の歪み度の確認 1 9
- 3. 5 荷重—変形曲線の確認 2 3
- 3. 6 結 2 9

4 章 弾性非線形の可変剛性機構を持つ質点系の地震応答特性

- 4. 1 序 3 2
- 4. 2 1 質点モデルにおける検討 3 2
 - 4. 2. 1 1 質点モデルの設定 3 3
 - 4. 2. 2 弾性歪みエネルギーによる増減率の推定 3 3
 - 4. 2. 3 剛性変化点による影響 3 6
 - 4. 2. 4 地震波による影響 5 5
 - 4. 2. 5 地震動の強さによる影響 6 1

4. 3	4 質点モデルにおける検討	
4. 3. 1	4 質点モデルの設定	7 0
4. 3. 2	応答せん断力	7 2
4. 3. 3	応答変位	8 0
4. 3. 4	応答層間変位	8 8
4. 3. 5	可変剛性部分の第 2 ステップへの進入度	9 4
4. 3. 6	弾性歪みエネルギーの検討	9 6
4. 4	結	1 0 3
5 章	弾性非線形の可変剛性機構を持つ超高層ビルの試設計	
5. 1	序	1 0 7
5. 2	構造概要	1 0 8
5. 3	解析方法	1 1 0
5. 4	ブレースの可変剛性機構とその特性	1 1 0
5. 4. 1	軸方向剛性が可変となるブレース	1 1 1
5. 4. 2	剛性変化点の設定	1 1 3
5. 4. 3	見かけのせん断バネ定数・等価バネ定数	1 1 4
5. 4. 4	曲げ変形とせん断変形の割合	1 1 6
5. 4. 5	ブレースの負担せん断力	1 1 8
5. 5	応答せん断力・変形	1 2 0
5. 6	可変剛性部分の第 2 ステップへの進入度	1 2 4
5. 7	可変剛性機構の設置階による影響	1 2 7
5. 8	柱の軸方向剛性の変化による影響	1 3 1
5. 9	結	1 3 6
6 章	結論	1 3 7
	発表論文・著書	1 4 3
	参考文献	1 4 4
	添付資料一 1, 2	
	謝辞	

用語の説明

可変剛性機構

地震時や台風時の水平力に対して主な抵抗要素となる構成部材の復元力特性を弾性非線形とし、一定以上の力が作用すると弾性域でありながら剛性が低下し、建物の強震時の応答を低減することを目的とした機構。本研究はコンピュータ制御による能動型は対象としてない。

初期圧着力 圧縮材を PC 鋼棒により締め付けている元応力。

剛性変化点 弾性非線形において剛性が変化する点での作用力または変形量。

初期剛性(K_1) 剛性が変化する以前の剛な状態での剛性。

2 次剛性 (K_2) 剛性が変化した後の柔な状態での剛性。

剛性低下率 (α)

初期剛性(K_1)に対する二次剛性(K_2)の低下の度合いを示す係数として、 $\alpha = K_2 / K_1$ の値。

第 2 ステップへの進入度 (β)

剛性変化点から PC 鋼棒の降伏するまでの段階を第 2 ステップとし、第 2 ステップへの進入の度合いを示す係数として、地震応答時における変位を剛性変化点の変位で除した値。

弾性限 (β_y)

第 2 ステップの弾性変形能を示す係数として、弾性限界の変位を剛性変化点の変位で除した値。

弾性歪みエネルギー

地震時において構造物に生じた弾性変形により蓄えられるエネルギーで、力—変形曲線の囲む面積。
線形の時は $E = (\text{変形} \times \text{応力}) / 2$ の値。

第1章 序論

1. 1 耐震設計における本研究の位置付け

本研究では地震に対して構造物の被害や揺れを少なくする設計を、以前から慣用的に使われている耐震設計と呼ぶことにする。従ってここでは免震も制振も耐震設計の範疇に入れることとする。

我が国における耐震研究は1891年の濃尾地震の翌年、震災予防調査委員会が発足して本格化し、1914年に佐野利器は「家屋耐震構造論」¹⁾で震度の概念が示し、地震に対して建物の強度と剛性を大なるものとすべきと主張した。1923年の関東大震災の翌年、市街地建築物法に水平震度0.1以上とする地震力が定められ、地震力を静的水平力として取り扱うことになった。

関東大震災の後、約10年間にわたり「柔剛論争」²⁾が展開され、真島健三郎は建物を柔構造とし地震動との共振を避けるべきと主張し、佐野利器は地震動には長周期成分もあるので剛構造にすべきであると主張した。柔・剛の両論とも建物と地震動との共振を避けるべきことを主張していたが、地震動そのものが不明のため柔剛論争の結論は出ずに、その後、超高層が建てられるまで地震力を静的水平力として取り扱い、建物は剛構造で造られてきた。

1950年代に建物の振動特性と地震入力との関連を考慮して、米国でせん断力係数を固有周期に反比例させる耐震基準が定められた。同時期に武藤清らが建物の地震応答解析の研究を始め、東京駅の超高層化プロジェクトの検討³⁾を行うことによって我が国の動的設計の研究が始まった。その成果として1964年、建築学会の「高層建築技術指針」⁴⁾でベースシア係数を固有周期に反比例する事が提案され、我が国の超高層の設計が開始された。

100mを超える超高層の第1号が1968年に完成した武藤清のよる三井霞ヶ関ビルである。この建物では耐力壁にスリット入りのプレキャスト・コンクリート壁⁵⁾を採用している。この耐力壁は常時の台風時や中小地震には剛な壁として建物の揺れをできるだけ抑えて居住性を高め、しかも大地震時には塑性化することによって鉄骨フレームと協調して過度な応力を負担せず、また十分な粘りによって大きな変形にも追従することができる制振壁である。

超高層の第2号としての世界貿易センタービルで、通常時は剛性が高く、大地震時には柔らかくなり応答が低減する本研究の弾性非線形の可変剛性機構を用いた計画案⁶⁾を1967年に建築センターの審査会へ提出したが、弾性非線形の可変剛性機構についての理解が得られず、第1号と同じスリット入りのプレキャスト・コンクリート壁が採用されている。

その後も超高層の水平力を負担する耐力壁には、架構形状に応じて適切な剛性、強度と変形能力をもたせるために、スリット PC 壁のほか鋼管（添付資料一 1）、PC 鋼棒、鋼板、型钢などを用いた耐力壁や仕口を塑性変形させる耐力壁などが用いられている。1974 年に完成した我が国初めての 200m の超高層である新宿住友ビルは、風による揺れに対して十分な剛性をもたせるため幅広の H 形鋼の強軸を構面に配したベアリング・ウォールのチューブ構造で、制振装置や耐力壁のない構造である。このビルの設計には入力地震動の強さをそれまで用いられていた短周期の影響を大きく受ける加速度に替わり、速度で強さを評価するとともに、建設地の地震基盤からの地盤特性を考慮した模擬地震波を用いての設計が行われた。この二つの設計用入力地震動の考え方は、その後の動的特性を考慮して耐震性能を評価する設計のベースとなり現在でも用いられている。（添付資料 一 2）

建物を柔らかくして地震と共振しないようにする試みは古くから為されており、7～8 世紀に建てられた法隆寺の五重塔は十数世紀にわたり地震の被災を免れている。これは減衰性が高い木組みの仕口をもつ柔構造であると云われている。

一方、13 世紀に造られた鎌倉大仏は、地震の際に大仏が台座の上で滑るので倒れることがないと云われている。また製鉄所のコークス炉は熱膨張で数十センチの伸縮変形を繰り返すので、基礎スラブは黒鉛粉と鉄板を交互に敷いたマットの上に乗っている。このためレンガ造であるのもかわらず地震の損傷を受けたことがない。これらも地震との共振を避けるための免震構造である。

免震構造は建物の基部に水平剛性が柔らかい免震層を設け、建物全体の 1 次周期を長くすることによって超高層ビルのように地震入力を低減させ、同時に大きい変形が生じる免震層にエネルギー吸収能力をもたせて、上部層へ地震力が伝達しない。関東大地震後、免震構造は多くの研究者と設計者により研究され始め、いろいろなシステムの提案⁷⁾されていたが、実現されたものとしては少なかった。

しかし積層ゴムの開発により 1980 年代から急速に進展した。1969 年にユーゴスラビアでゴム支承を用いた小学校が建設され、1970 年後半にフランスで小学校が、南アフリカで原子力発電所が積層ゴムのよる免震構造で建設された。

日本では 1978 年に積層ゴムに着目した多田英之が、ヨーロッパの周期の短い地震用に開発されたもの（フランスでは建物の固有周期が 2 秒以上であれば、免震機能を十分に果たすと考えられている）ではなく、もっと長周期の地震にも対応できる積層ゴムの研究に着手し、開発に成功した。

1983年に積層ゴムによる我が国初めての免震建物⁸⁾が多田英之と山口昭一により実現した。その後、免震構造の研究が盛んとなり急速に普及し、滑り型支承やベアリング型なども開発された。さらに1995年の阪神・淡路大震災でその免震効果が実証され、免震構造の建物が急激に数多く建設されるようになっていくのが現状である。

また風や地震による揺れを少なくするために、建物に補助振動系を付設して卓越する1次振動の応答を低減する同調質量型の制振装置の開発⁹⁾もされた。これは建物やタワーの上に設置し、本体と付加した振動系の1次周期を同調させ応答ピークを低減するとともに、本体の振動エネルギーを補助振動系の減衰装置が吸収することで揺れを少なくする。

また地震や風の外乱の影響を少なくするために、柔らかくして共振を避けることで振幅が大きくなるので、それを防ぐためにエネルギーを吸収して振動を減衰させる研究¹⁰⁾が同時に進められてきた。

減衰を高めるものとしては履歴減衰型・粘性減衰型・摩擦減衰型がある。

履歴減衰型は材料を塑性化させ、その塑性履歴エネルギーで減衰させようとするもので、耐力要素を降伏させるスリットPC、低降伏点鋼の壁・間柱、アンボンドブレースなどと、部材の接合部を降伏させる偏芯ブレース、鉛仕口および付加装置の一部を塑性化させる鉛・鋼棒・ループ鋼棒ダンパー、ハニカムダンパーなどがある。

粘性減衰型は粘性でエネルギーを吸収するもので、オイルダンパー、粘性体ブレース・壁などがある。

摩擦減衰型は摩擦でエネルギーを吸収するものである。

これらの建物の減衰性を高める装置は、1980年代から急速に研究・開発が進められ数多くの製品が実用化されており、建物の振動特性に最も適合したものを効果的に採用することが可能になってきている。

以上が耐震設計の受動型（パッシブ）のもので、地震や風などの外乱に対してあらかじめ設定しておいた構造や装置で対処する方法である。

もう一つは能動型（アクティブ）のもので、外乱による振動を感知しその状況に応じて、コンピュータ制御システムで装置が作動して応答値が最小になるように対処する方法である。1980年代、米国を中心に研究が始められたが、1989年に小堀鐸二らにより初めて実現¹¹⁾し、その後急速に、種々の制振機構の開発に伴い、揺れが多くなりやすい柔構造の高層建物に採用されている。

制御する要素はつぎの考え方に分類できる。

- ① 共振を避ける
- ② 減衰を高める
- ③ 同調質量でエネルギーを分散吸収する
- ④ 制御力を加える

基本的には④を除き受動型（パッシブ）での制振要素と同じである。

実際にはパッシブとアクティブの制振機構を組み合わせたシステム、ハイブリッド制振¹²⁾が多い。本来、耐震設計は、耐震要素や制振要素を持つそれぞれの機構を最も効果的に組み合わせて構成（ハイブリッド）し、次の性能を経済的に達成することである。

- 構造安全性
- 居住性・機能性
- 維持・管理・修復性

本研究の弾性非線形の可変剛性機構は、比較的揺れやすい高層建築物の剛性を常時は剛に保ち居住性を確保し、大地震時には柔らかくなり応答を低減する機能をもつ。地震後には弾性復帰するので、地震後の修復や常時の維持・管理もほとんど不要な制振要素の一つの機構である。勿論、減衰性を付加する機構（パッシブでもアクティブでも）との組み合わせをすることでその特性をより発揮することは云うまでもない。

耐震設計における本研究の位置付けにおいては、いろいろな制振要素と組み合わせはせず、受動型制振構造の一つの機構として表1-1のように整理する。

すなわち可変剛性機構は外乱の影響を少なくする制振構造であり、強震を避けるための柔構造において常時は風による揺れ生じないように剛性を保ち、大地震時には剛性が低下し応答が低減するように弾性状態で剛性が非線形化する機構と位置付ける。

建物を剛強にして抵抗する構造……………一般的な耐震構造

外乱の影響を少なくする構造……………制振構造

○共振を避ける

(免震構造) 振動基盤と上部を絶縁する

- ・ 柔性基部構造 (積層ゴム Soft 1st Story 二重柱構造)
- ・ 機械的絶縁法 (滑り型アイソレータ ベ어링)

(柔構造) 長周期にする

- ・ 超高層
- ・ 剛性の非線形化 (弾塑性…損傷を残す)

(弾性…損傷を残さない 可変剛性機構)

○エネルギーを分散する

(同調質量型) 建物本体以外の付加振動体にエネルギーを分散する

- ・ TMD (ローラー・バネ、振り子、多段積層ゴム)
- ・ 同調液体 (水槽、慣性ポンプ)

○減衰性を高める

(履歴減衰型) 塑性履歴エネルギーで減衰する

- ・ 部材降伏 (スリット PC 壁・鋼板壁、低降伏点鋼壁・間柱、アンボンドブレース、ハニカムダンパー)
- ・ 仕口降伏 (偏芯ブレース、鉛仕口、ベル型)
- ・ 付加装置 (鉛・鋼棒・ループ鋼棒ダンパー)

(粘性減衰型) 粘性エネルギーで減衰する

- ・ 粘性・粘弾性体 (粘性制震壁・ブレース)
- ・ オイル (オイルダンパー)

(摩擦減衰型) 摩擦エネルギーで減衰する

- ・ 摩擦力 (摩擦ダンパー)

表 1 - 1 受動型 (パッシブ) 耐震設計における可変剛性機構の位置付け

受動型 (パッシブ) ……・地震や風などの外乱に対して、あらかじめ設定しておいた構造や装置で対処する方式

能動型 (アクティブ) ……・外乱による状況に応じて、自動的に対応を判断し装置が作動して対処する方式

1. 2 弾性非線形の可変剛性機構に類する既往の研究

1. 2. 1 受動型における研究

1954年、小堀鐸二・金多潔は建物の剛性を変化させて、地震動との共振を避けようとする提案¹⁵⁾をしている。柔構造におけるブレースの剛性を2段階構えとし、建物剛性を剛から柔へ変えるものである。初期剛性は Pretension wire のブレースで剛であるが、地震力が大きくなるとそれが降伏あるいは破断した後に Twisted wire のブレース（剛性が低い）が働き、固有周期の長い架構となり共振を避ける（図1-1）。しかしこの考えでは構造部材の一部の損傷を期待しているので、地震後では剛性が低下したままとなる。その後も小堀鐸二は構造物の非線形振動に関する理論的な研究^{16)、17)、18)}を発表している。

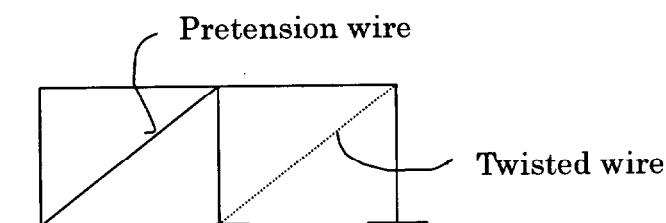


図1-1

1957年、小堀鐸二は制振構造に関する試みとして、コールド型原子炉の制振について非線形弾性支持の提案¹⁹⁾をしている。原子炉の reactor の水平移動に対する剛性を、微小振幅では固有周期を長く、大振幅では短くなる機構を提案している。柔から剛への弾性非線形（図1-2）で reactor の耐震性を確保するふたつの方法を提案している。

一つは Pretension wire の斜張力で水平方向の変形を拘束するもの（図1-3）である。もう一つは水平移動を拘束する支持機構の曲げ長さが短くなるもの（図1-4）である。

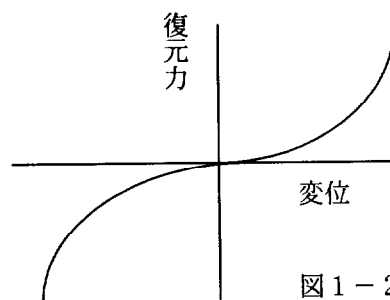


図1-2

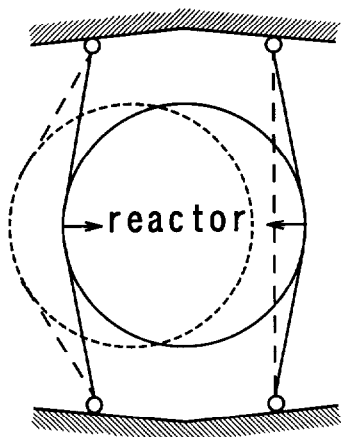


図1-3

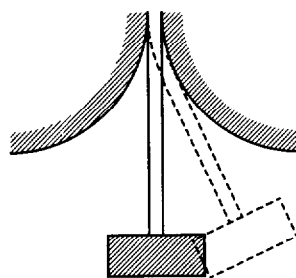


図1-4

1. 2. 2 能動型における開発

1990年、小堀鐸二らにより能動型の制振システムの一つとして、ブレースの剛性を切り替える可変剛性装置をもつ3層の鉄骨造の建物^{20), 21), 22)}を実現している。これはブレースのフレームへの接合部が切り替えロック装置(可変剛性装置)で離接合するようになっている(図1-5)。地震動を建物直下にあるセンサで感知して地震動分析器で分析する。そのデータから地震動と共振化のすくない建物剛性を制御用コンピュータで判断して ON/OFF 信号を発信し、ロック装置でブレースの離接合を行い応答低減を図るものである。また無停電電源装置が装備されており、コンピュータや切り替えロック装置などの地震時の電源確保がなされている。1998年、同氏らにより同じく能動型の制振システムの可変オイルダンパーにより、減衰力を制御する装置をもつ5層の事務所ビル²³⁾が実現しており、さら高層ビルへの適用に関する研究²⁴⁾も発表されている。

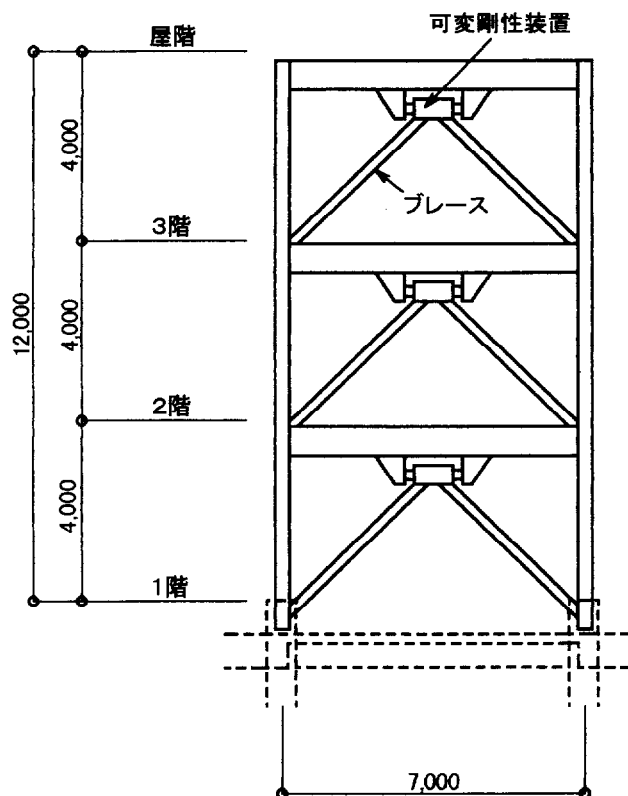


図1-5

1. 2. 3 類似の装置

1967年、ブレースの軸方向剛性が剛から柔へ変化する「筋かいの伸縮」装置が清水建設により特許出願²⁵⁾された。この装置はボルトで締め付けられ初期圧縮力を受けているバネを、さらに圧縮する方法(図1-6)である。

これはすでに1966年に出願(特許第865979号)²⁶⁾している本研究の、初期引張り力を受けているボルトにさらに引張り力を与える可変剛性機構と原理・目的とも同じであり、弾性体をボルトで締め付けて元応力が生じている状態で釣り合っている部材で付加外力を他端に伝えるときに、引張り元応力を受けているボルトにさらに引張り力を生じさせるか、圧縮元応力を受けている弾性体にさらに圧縮力を生じさせるかの違いである。詳細は次章2. 2 可変剛性機構の原理で述べる。

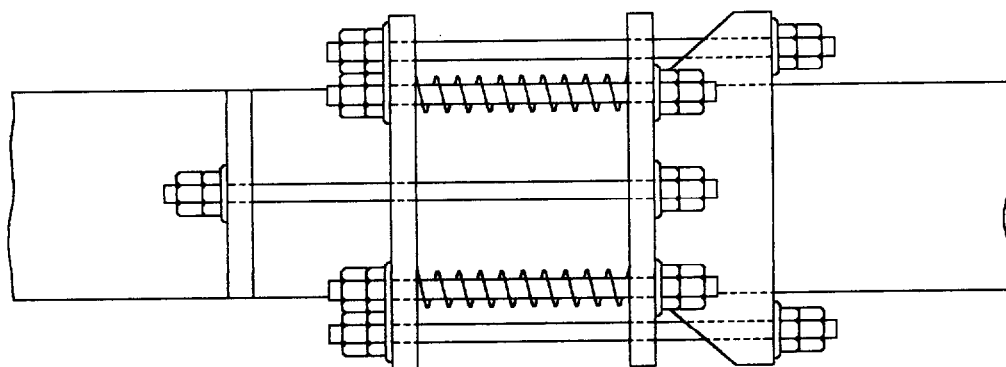


図1-6

以上のように建物に損傷を生じさせずに、地震との共振を避けるために剛性を変化させようとする試みがすでに為されているものの、この10年間に実現したものとしては能動型でただ二つあるだけで受動型ではまだ無く、弾性非線形による制振構造はまだ実用化の段階にいたっていないのが現状である。

第2章 弾性非線形の可変剛性機構の概念

2. 1 序

本章では小さな引張り力に対して剛性が高く変形が少ないが、初期圧着力を超える引張り力が作用すると剛性が低下し柔らかくなり、引張り力が減じると加力した時と同じ履歴をたどり再び元の剛い剛性に戻り、原点に残留変形を残さずに復帰する弾性非線形の可変剛性機構の原理と、このような復元力特性を高層建築物に付与することによる耐震上の有用性について述べる。

2. 2 可変剛性機構の原理

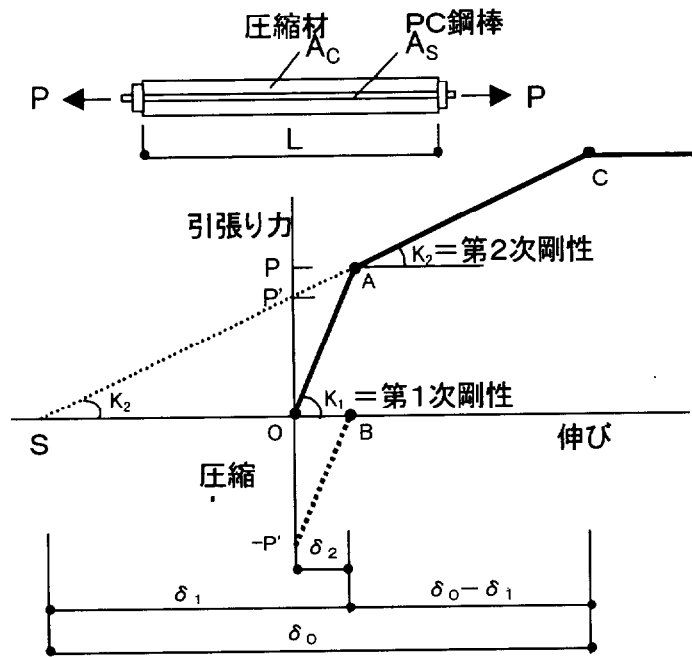
本研究の可変剛性機構は、引張り力を受ける PC 鋼棒と比較的剛な圧縮材（コンクリート・鉄鋼など）により構成されるプレストレスト部材である。その機構は図 2-1 に示すように PC 鋼棒を初期圧着力「P」で緊張し、PC 鋼棒が「 δ_1 」に伸びた状態で圧縮材に端部を定着する。圧縮材は PC 鋼棒により圧縮され、B 点から「 δ_2 」だけ縮むので PC 鋼棒の緊張前の S 点からの伸びは「 $\delta_1 - \delta_2$ 」となり、PC 鋼棒の引張り力は「P」になる。圧縮材の圧縮力は「-P」である。

この部材の PC 鋼棒を軸方向に引張ると O 点から剛性変化点の A 点までの伸びは「 δ_2 」、引張り力は初期圧着力「P」である。このときの初期剛性「 K_1 」は圧縮部材と PC 鋼棒の剛性の和（ $A_c \cdot E_c + A_s \cdot E_s$ ）である。さらに引張り力を増やし剛性変化点以上の引張り力になると引張り剛性は第 2 次剛性「 K_2 」に変わり、PC 鋼棒の剛性（ $A_s \cdot E_s$ ）のみとなり剛性が低下する。

作用している引張り力が減じると PC 鋼棒が弾性範囲であれば、剛性変化点の A 点までは第 2 次剛性「 K_2 」で戻り、離間部が再び圧着されると元の初期剛性「 K_1 」に変わり同じ履歴をたどり、残留変形を残さずに原点 O へ戻る。

引張り力を受ける PC 鋼棒の降伏点 C は一般鋼材の 3 倍近く高いので、初期圧着時の応力度をある程度におさえておくことと剛性変化点 A から降伏点 C までの伸び率、弾性限（ β_y ）は十分に大きくすることが出来る。

すなわち、可変剛性機構に引張り力が作用すると初期剛性は高いが、作用力がある値（剛性変化点）以上の力になると剛性が低下し柔らかくなる。作用力が減じると再び同じ履歴をたどり、残留変形を生じることなく原点に復帰する弾性非線形の復元力特性を示す。



A_C = 圧縮材の断面積
 A_S = PC鋼棒の断面積
 E_C = 圧縮材のヤング係数
 E_S = PC鋼棒のヤング係数

P = 初期引張り力
 P' = 定着後のPC鋼棒の引張り力
 $-P'$ = 定着後の圧縮材の圧縮力

δ_0 = 降伏までのPC鋼棒の伸び
 δ_1 = 初期引張り力によるPC鋼棒の伸び
 δ_2 = 定着時の圧縮材の縮み

K_2 = PC鋼棒のみの引張り剛性
 K_1 = 離間前の全体の引張り剛性

A = 剛性変化点
 B = 圧縮材の原点
 C = PC鋼棒の降伏点
 S = PC鋼棒の緊張前の初期点
 O = 定着後の初期点

定着前の変形 $\delta_1 = P \cdot L / A_S \cdot E_S$

これよりPC鋼棒のみの引張り剛性(第2次剛性)は
 $K_2 = P / \delta_1 = A_S \cdot E_S / L$ となる

定着後の変形 PC鋼棒の伸び = $\delta_1 - \delta_2 = P' \cdot L / A_S \cdot E_S$
 圧縮材の縮み = $\delta_2 = P' \cdot L / A_C \cdot E_C$

上式より

$$\delta_1 = (A_C \cdot E_C + A_S \cdot E_S) \cdot \delta_2 / A_S \cdot E_S$$

$$\delta_2 = P \cdot L / (A_C \cdot E_C + A_S \cdot E_S)$$

これより離間前の全体剛性(初期剛性)は
 $K_1 = P / \delta_2 = (A_C \cdot E_C + A_S \cdot E_S) / L$ となる

降伏時の変形 O点からの伸び = $\delta_2 + \delta_0 - \delta_1$

これより剛性変化点の変形と降伏点の変形との比率は
 弾性限 (β_y) = $(\delta_2 + \delta_0 - \delta_1) / \delta_2$

図 2 - 1 可変剛性機構の原理

2. 3 可変剛性機構の有用性

本研究における可変剛性機構の特徴は、弾性でありながら非線形の復元力をもっていることである。高層建築物にこの機構を備えることによる建物の性能向上は、台風時の揺れを少なくし、地震時における建物の安全性が高まめることにあるが、その有用性について以下のことが云える。

- (1) 高層建築物を常時は剛性の高い揺れの少ない状態に保ち、大地震時には剛性を低下させ建物を柔らかくし、地震応答を低減する。
- (2) 弾性非線形なので残留変形が残らない。
- (3) 剛性が剛から柔へ移行する剛性変化点は、PC 鋼棒で圧縮材を締め付けている初期圧着力で容易に設定できる。かつ建物の完成後も容易に変更できる。
- (4) 剛から柔への剛性の低下率は、圧縮材と PC 鋼棒の断面剛性の比で容易に設定できる。
- (5) PC 鋼棒の圧着時の応力度を低めにすることで、剛性変化点から弾性限までの可変剛性機構の変形比率（靱性率）を十分大きくできる。
- (6) 構成する材料が一般の建築資材としての汎用品であるので、品質が安定していて経済的である。
- (7) 弾性復元するので地震被災後の性能の確認・調整および取り替えがほとんど不要である。

このように弾性非線形の復元力特性により高層建築物の剛性を変化することで地震時の入力を低減する可変剛性機構は、建物の耐震性能（安全性・機能性・居住性・修復性）の向上にとって非常に有効であるといえる。

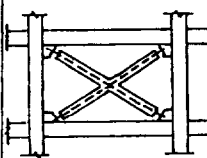
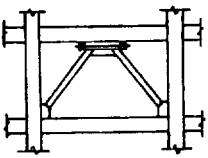
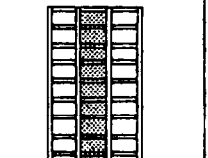
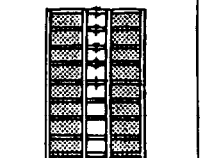
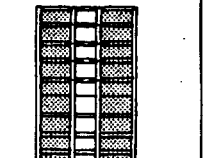
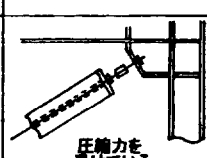
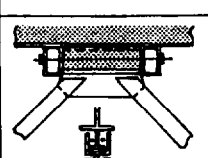
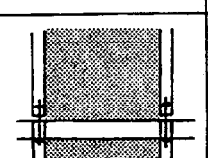
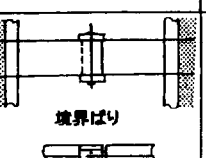
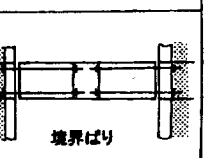
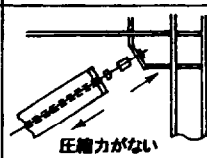
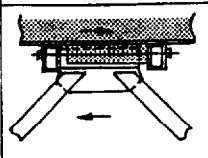
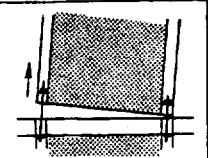
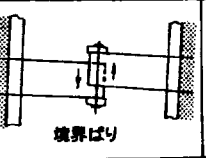
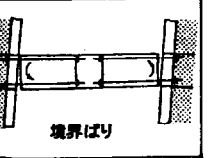
次に可変剛性機構の建物への適用方法についてのべる。

建物に可変剛性機構の弾性非線形の特性を顕著に付与するには、建物の剛性を大きく支配している耐力壁およびその境界梁に可変剛性機構を設置するのが効果的である。

耐力壁に可変剛性機構を設置する方法では、耐力壁のせん断剛性が可変なものとして、ブレース材の軸剛性が変わるものとフレームとの接合部仕口の剛性が変わるものがあり、曲げ剛性が可変なものとして耐力壁の柱脚部の引張り剛性が変わるものがある。

境界梁に可変剛性機構を設置する方法では、境界梁のせん断剛性が可変なものとして曲げ剛性が可変なものがある。

これらの適用例を図2-2に示す。いずれの場合もPC鋼棒と剛な圧縮材の組み合わせで構成される。これらの使い分けは架構形状・外力状態・応力分布などによって最適なものを選択する必要がある。

耐 力 壁				境 界 ば り	
	せん断剛性が可変なもの		曲げ剛性が可変なもの	せん断剛性が可変なもの	曲げ剛性が可変なもの
	ブレース材が可変機構を作る例	仕口部が可変機構を作る例			
採用例一般図	 ブレース材としては、コンクリート、鉄骨を用いる	 耐力壁のせん断耐力要素として鉄骨ブレースやRC壁等を用いる			
詳細	剛性変化前  圧縮力を受けている			 境界ばり	 境界ばり
	剛性変化後  圧縮力がない			 境界ばり	 境界ばり

建築技術/1968・7

図2-2 耐力壁・境界梁に用いた可変剛性機構

2. 4 結

建物は居住性の上では剛構造が好ましく、地震に対するには柔構造が有利である。本研究の可変剛性機構は、台風や小中の地震の時は高層建築物を剛性の高い揺れの少ない状態に保ち、大地震の時は剛性が低下して建物の応答を低減し、しかも相当な大地震でも弾性復元する弾性非線形の復元力特性を有することが特徴である。

この可変剛性機構は PC 鋼棒と剛な圧縮材（コンクリート・鉄骨など）によって構成される。剛な圧縮材を PC 鋼棒で締め付け定着し、両端の PC 鋼棒を引張れば初期剛性は PC 鋼棒と圧縮材の剛性の和であるが、引張り力が初期締め付け力を超えると PC 鋼棒だけの剛性に低下する。しかも PC 鋼棒は降伏するまでの伸び量が大きいので、PC 鋼棒が降伏する前に荷重を元に戻せば同じ履歴をたどり原点に戻り、残留変形を残さない。

剛性が変わる剛性変化点は PC 鋼棒で締め付ける初期圧着力で、柔らかくなる度合いは PC 鋼棒と圧縮材の断面剛性比率で、弾性限までの許容伸び量は PC 鋼棒の初期応力度でそれぞれの設定値が調整できる。

また使用する材料は一般の建築資材としての汎用品であり、工法も在来から行われているものなので、品質が安定しているとともに、経済的である。さらに、弾性復元するので地震被災後の性能の確認・調整および取り替えが不要である。

以上のように弾性非線形の復元力特性をもつ可変剛性機構は、単純な複合構造（composite structure）で造られていて、高層建築物の構造性能を高める上で大いに有効なシステムである。

第3章 弾性非線形の可変剛性機構の性能確認実験

3. 1 序

本章では可変剛性機構の弾性非線形の復元力特性を確認するために、鉄骨フレームに可変剛性機構をもつブレースを組み込んで静的載荷試験を行い、剛性とその変化点および変形能に関する性状を把握した結果について述べる。

3. 2 実験概要

供試体は図3-1、図3-2に示すように1スパン2層の鉄骨フレームに鉄骨ブレースを対称に入れたK型タイプとプレストレスト・コンクリートブレースを入れたX型タイプの2種類である。

供試体の大きさは実物のほぼ1/2.5とし、載荷方法は中央に加力する単純梁中央載荷である。供試体用の材料として鉄骨はSM490A、PC鋼棒はC種（呼び径17mm）、コンクリートは50N/mm²である。

3. 2. 1 K型タイプ供試体

K型タイプの供試体は図3-1に示すように、H形鋼によるフレームにT型鋼（ダブル）のブレースを対称にK型に入れたブレース架構である。

ブレースと梁との接合部が可変剛性機構となるように、梁の材軸方向中央部に長さ80cmのリブつきガセットプレートを設け、それを包み込む形で同じ長さのブレース側のU型仕口を設ける。梁側のガセットはブレース側のU型仕口の内部を軸方向にスライドできる形となっている。

その両端をPC鋼棒（2-M17）により球面座金と球面ナットを用いて押さえ金物で締め付けて圧着する。（図3-1左下参照）

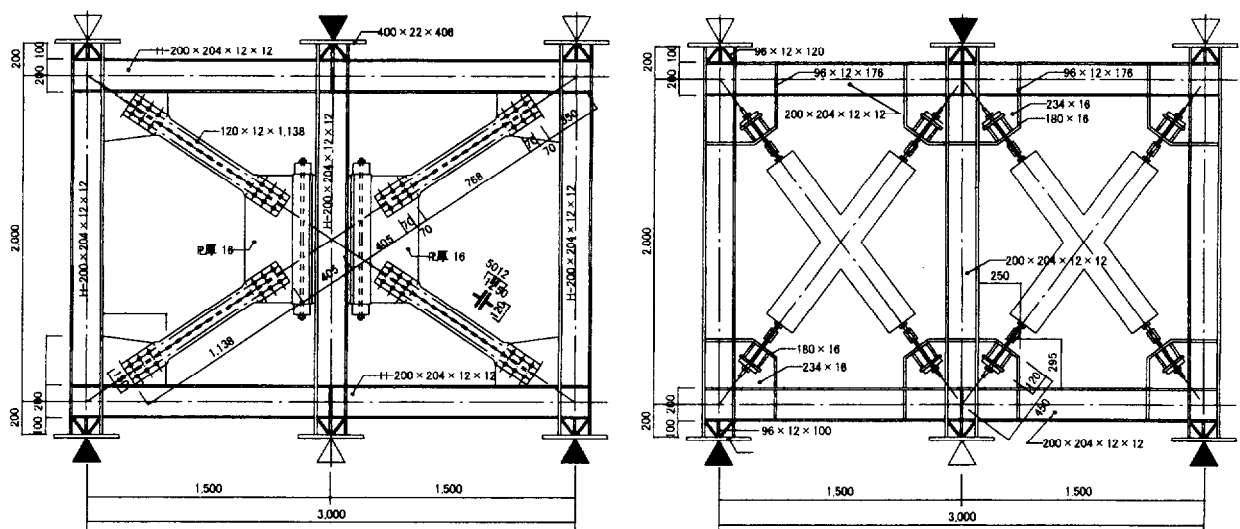
載荷時においてブレースの負担する力が、仕口部を締め付けているPC鋼棒の初期圧着力以内であれば剛性が高く変形が少ないが、初期圧着力を超えると圧着部が離れ梁側のガセットとブレースの仕口がスライドしPC鋼棒が伸びて（図3-1右下参照）、PC鋼棒のみの引張り剛性で力がブレースに伝達される。その結果、仕口部の変形が大きくなりブレースとしての剛性が低下し、全体の変形が大きくなる。

PC鋼棒の弾性範囲内で荷重が除荷されると、荷重—変形曲線は往路と同じ履歴をたどりながら戻り、ブレースの負担する力が初期圧着時の力になると仕口はPC鋼棒により圧着され剛性の高い仕口になる。ブレースの剛性は再び元に戻り、架構全体の剛性も高くなった状態で、残留変形を残さずに原点に復帰する。初期圧着力は2本のPC鋼棒で締め付け30tfとした。

3. 2. 1 X型タイプ供試体

X型タイプの供試体は図3-2に示すように鉄骨フレームに、X型のブレースを入れた架構である。X型タイプのプレキャスト・コンクリートを PC 鋼棒で締め付け初期圧着力を与え、その端部と定着用 PC 鋼棒とをカップラーで接続しフレームに固定する。定着用 PC 鋼棒の固定はブレースが引張られたときのみ抵抗するように、図3-2左下に示す形でフレームのガセットフランジを貫通して、球面ナットと座金で止めるので載荷による圧縮力はブレースには生じない。また PC 鋼棒の周囲にグラウトは行わない。

載荷によってブレースに生じる引張り力が初期圧着力以下であれば、コンクリートと PC 鋼棒の両方の軸剛性が有効なのでブレースの剛性は高いが、初期圧着力を超えると PC 鋼棒が伸びて圧着部のナットが支圧板から離れ（図3-2右下参照）、PC 鋼棒だけの剛性となりブレースの引張り剛性が低下し、全体の変形が大きくなる。PC 鋼棒の弾性範囲内で荷重が除荷されると、仕口は再び PC 鋼棒により圧着され剛性の高いブレースに復帰する。初期圧着力は2本 PC 鋼棒で締め付け 30tf とした。



圧着時の定着部

離間後の定着部

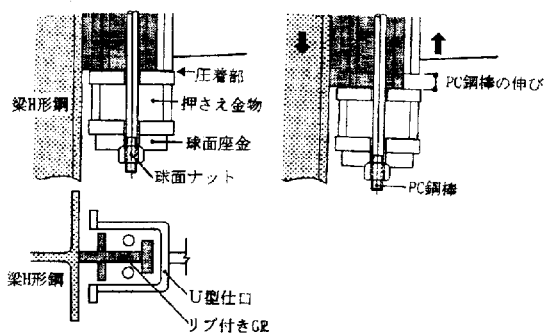


図3-1 K型タイプ供試体

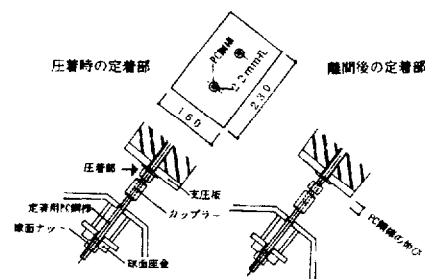


図3-2 X型タイプ供試体

3. 3 PC 鋼棒の定着部を含めた性能確認

本研究における可変剛性機構を構成する主要素は圧着力を与えている PC 鋼棒である。従って可変剛性機構の性能確認試験に先立ち定着部のナット・座金およびカップラーで結合されている部分を含めた PC 鋼棒の引張り試験を行い、その力学的性状を確認した。

3. 3. 1 供試体

PC 鋼棒の引張り試験に用いた供試体は 2 種類で、その形状・寸法は表 3-1 および図 3-3 に示すものである。供試体は可変剛性機構の耐力壁の実験に使用する PC 鋼棒と同じ仕様のもので、K 型タイプ用の標点間距離が 1000mm（カップラーなし）のもの 3 体と、X 型タイプ用の標点間距離が 1840mm（カップラーあり）のもの 4 体である。

PC 鋼棒の鋼種は第 4 種、呼び径は 17mm である。

表 3-1 PC 鋼棒の引張り試験用供試体

タイプ	鋼種	長さ	径	断面積	カップラー数	供試体数
K型タイプ用	第4種	1160mm	16.8mm	221mm ²	0	3
X型タイプ用	第4種	2000mm	16.8mm	221mm ²	2	4

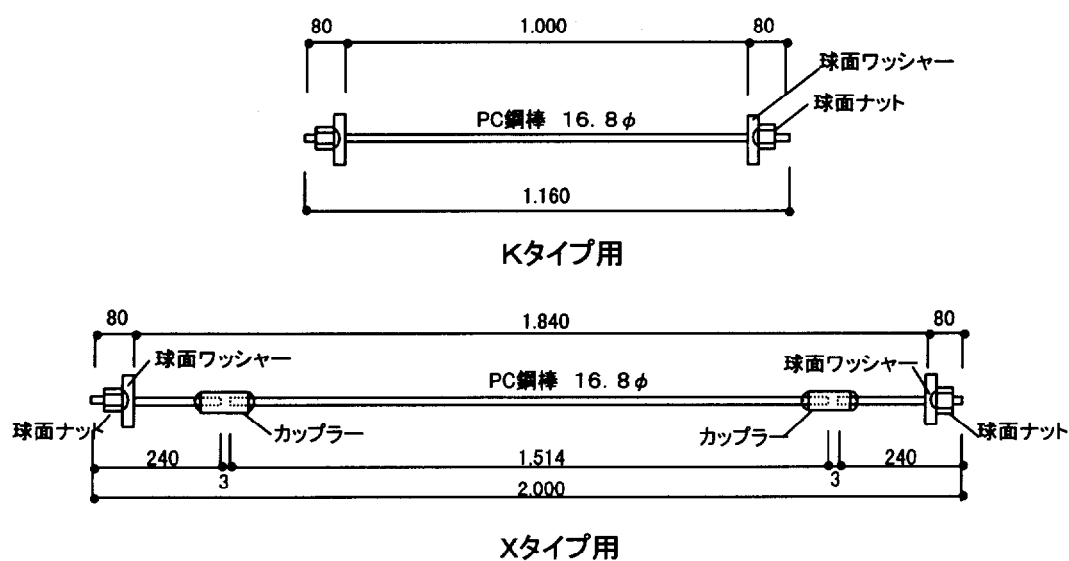


図3-3 PC鋼棒の引張り試験用供試体

3. 3. 2 試験方法

引張り試験の加力方法は図3-4に示すように、50t センターホールジャッキにより供試体の標点間を外へ押し開く形で、引張り荷重を加え破断にいたらしめた。荷重は50t ロードセルにより読みとった。

変形の計測はダイヤルゲージにより標点間の伸び量（定着部やカップラーでの接合部のなじみによる変形を含む見かけの伸び）を測定し、ワイヤーストレンゲージ（10mm 塑性域ゲージ）により鋼棒の歪み度を測定した。

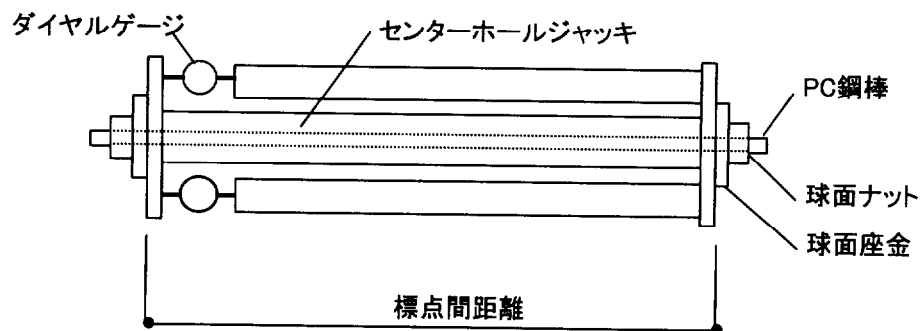


図3-4 PC鋼棒の引張り試験加力方法

3. 3. 3 実験結果

定着部を含んだ PC 鋼棒の引張り強度・降伏強度・伸び率・ヤング係数・破断箇所などについての実験結果を表 3-2 に示す。

PC 鋼棒の定着部を含んだ引張り剛性については、定着部のナットと座金のなじみによる変形も標点間の伸び量に含まれるため、標点間距離が 1000mm の場合は見かけのヤング係数は 1740tf/cm^2 となり、PC 鋼棒本体の 2180tf/cm^2 と比べて 79.8%、また標点間距離が 1840mm の場合は見かけのヤング係数は 1820tf/cm^2 となり、PC 鋼棒本体の 2270tf/cm^2 と比べて 80.2%に相当することが確認された。

このことから締め付け長さが短い場合には、PC 鋼棒の定着部を含んだ引張り剛性には、定着部のなじみによる変形の影響が大きくなるので見かけのヤング係数の低下を考慮する必要があることになる。また破断時の伸びにおいては破断部が局部的に伸びるだけで、材の標点間全体が破断部と同じ割合で伸びるわけでない。従って標点間距離が長いと破断部の伸び量が全体の伸びに占める割合が少ないので、短い場合より伸び率が小さくなる。

今回の PC 鋼棒の破断時の伸び率は、標点間距離が 1000mm のときで 2.3%、1840mm のときで 1.74%であり、JIS 規格値の 5%と比べだいぶ小さい。これは JIS 規格での標点間距離は直径の 8 倍 (134mm) とされており、今回の標点間距離が 1000mm、1840mm と JIS 規格での長さの 8～13 倍であるため、全体としての伸び率は小さくなるからである。

しかし、本研究の可変剛性機構においては PC 鋼棒を弾性範囲内（伸び率約 0.5%）で使用するのが、この機構の性能を発揮する上での基本であるので破断時の伸び率が問題になることはない。

表 3-2 PC 鋼棒の実験結果

標点間距離 (mm)	降伏強度 (tf)	引張強度 (tf)	ヤング係数 (tf/cm^2)		破断時の伸び	
			見かけ	本体	伸び量	伸び率
1000	27.3	29.9	1740	2180	23mm	2.30%
1840	27.2	29.3	1820	2270	32mm	1.74%

3. 4 PC 鋼棒の歪み度の確認

可変剛性機構の特性を最も顕著に現すのは、圧着力を与えている PC 鋼棒の歪み度である。その特性を把握するため載荷時の PC 鋼棒の歪み度を測定し、弾性非線形の挙動を示すことを確認した。

3. 4. 1 K 型タイプの PC 鋼棒の歪み度

梁とブレースの接合部が載荷荷重 73.5tf (ブレース負担荷重として $15 \times 4 = 60 \text{tf}$) に達すると仕口部の初期圧着力が解除され、剛性が低下する様に圧着されていた K 型タイプの供試体で、載荷荷重による PC 鋼棒の歪み度は弾性非線形の復元力特性を明確に示すことが確認された。

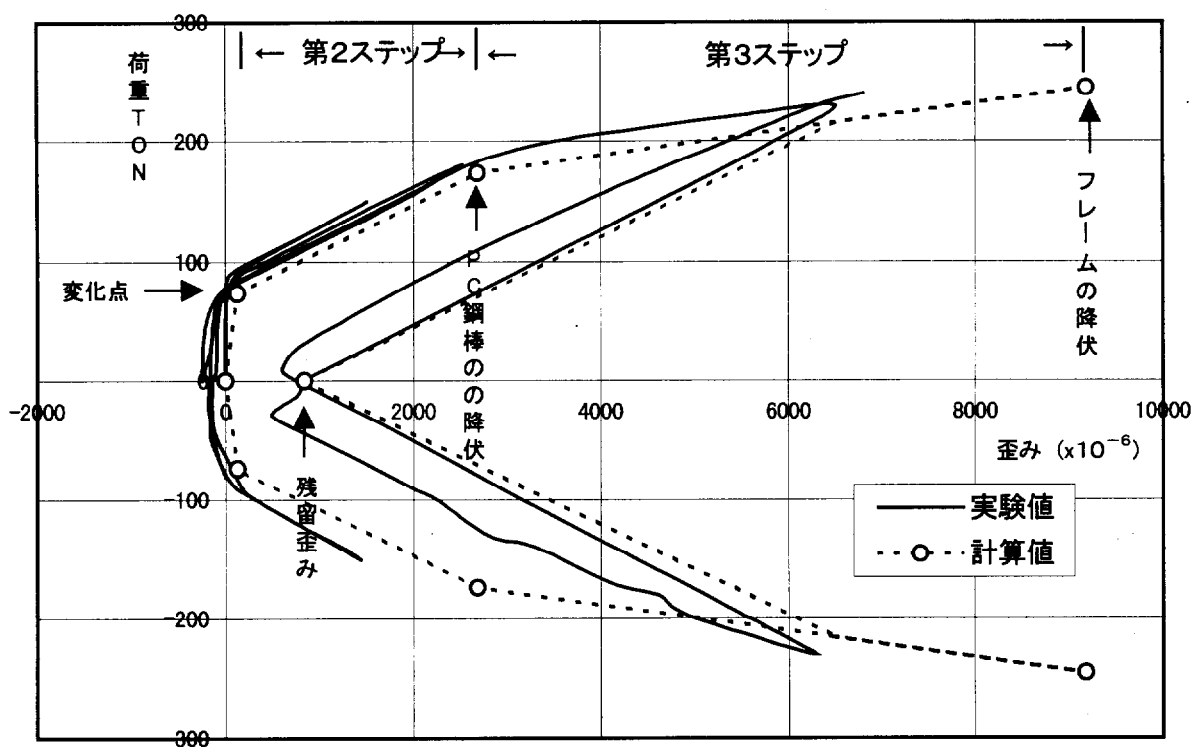
剛性変化点に関しては図 3-5 に示すように、載荷荷重の 70tf 時を変化点として急激に歪み度が增大している。このことは仕口部の圧着が解除され接合部が剛から柔に変わったことを示している。

剛性変化点から PC 鋼棒の降伏までの第 2 ステップにおける歪み度としては、剛性が低下し第 2 ステップに入った後にさらに載荷を増やし、180tf に達した後に除荷すると 70tf まで柔の状態に戻り、その後は仕口部を再圧着するため急激にひずみ度の戻り量が減少し再び剛な状態になっている。すなわち弾性的な挙動を示しながら仕口の剛性が剛から柔に、柔から剛へ変化することが明確に示されている。荷重が 0 に除荷された後に歪み度が少しマイナスになっているのは、PC 鋼棒が再び仕口部を圧着した時に球面ナットと座金部が初めの時よりなじんだため、初期圧着時より PC 鋼棒のストレスが少し減じたことによる。

仕口を圧着している PC 鋼棒は正負の載荷荷重に対して常に引張り力を受けるので、歪み度は正負荷重において上下対称のほぼ同じ値を示している。

PC 鋼棒の降伏からフレームの降伏までの第 3 ステップでの歪み度は、PC 鋼棒の弾性限界 (載荷荷重 190tf) を超え第 3 ステップに入ると歪み度の増加が顕著になる。230tf まで載荷してから除荷すると第 2 ステップと同じ勾配で戻り、もはや仕口部を圧着する事ができず荷重が 0 になっても残留歪み度 (800×10^{-6}) を残すが、除荷時は第 2 ステップの勾配で戻る所以で残留量は従来の弾塑性非線形のタイプより少ない。

また各ステップの実験値は破線で示す計算値とも良く一致している。



PC鋼棒の歪み度の計算値

剛性変化点 (载荷荷重73.5tf ブレース負担4x15=60tf)
 圧縮材 $A_c=226.6\text{cm}^2$ $E_c=2100\text{t/cm}^2$ 初期圧着力 $P=15\text{tf} \times 4=60\text{tf}$
 PC鋼棒 (4本) $A_s=2.21 \times 4=8.84\text{cm}^2$ $E_s=2180\text{t/cm}^2$
 $\epsilon = P / (A_c \cdot E_c + A_s \cdot E_s) = 121 \times 10^{-6}$ (実験値 $=100 \times 10^{-6}$ 荷重 $=70\text{tf}$)

PC鋼棒の降伏点 (载荷荷重 174tf ブレース負担 4x27.3=109tf)
 PC鋼棒の1本当当たりの初期張力が15tfで降伏耐力が27.3tfであるから
 载荷開始時点からの歪み度は
 $\epsilon = 121 \times 10^{-6} + (27.3 - 15.0) / (2.21 \times 2180) = 2674 \times 10^{-6}$ (実験値 $=2700 \times 10^{-6}$ 荷重 $=190\text{tf}$)

フレームの降伏点 (载荷荷重 245tf)
 PC鋼棒の降伏からフレーム降伏までの変位増分はPC鋼棒の変形によるとする。
 変位増分 $=0.65\text{cm}$ 歪み増分 $=$ 変位増分/長さ
 $\epsilon = 2674 \times 10^{-6} + 0.65 / 100.0 = 9174 \times 10^{-6}$ (実験値の歪み不明 荷重 $=262\text{tf}$)

残留歪み度
 PC鋼棒の弾性限界を超えて 6500×10^{-6} (载荷荷重245tfブレース負担109tf)まで
 変形した後に除荷したときの残留歪み度は
 $\epsilon = 6500 \times 10^{-6} - 109 / (2180 \times 8.84) = 844 \times 10^{-6}$ (実験値 $=800 \times 10^{-6}$)

図3-5 K型タイプのPC鋼棒の歪み度

3. 4. 2 X型タイプのPC 鋼棒の歪み度

ブレースの剛性が載荷荷重 9 6 tf (ブレース負荷重として $15 \times 4 = 60 \text{ tf}$) に達すると初期圧着力が解除され、剛性が低下する様に初期圧着力が与えられていた X 型タイプの供試体で、前述の K 型タイプと同様、載荷荷重による PC 鋼棒の歪み度は弾性非線形の復元力特性を明確に示すことが確認された。

剛性変化点に関しては図 3 - 6 に示す第 1 サイクルの履歴に示されるように、載荷荷重 1 0 0 tf 付近を変化点として第 2 ステップに入り歪み度が増加する。これは初期圧縮力を超えた引張り力が働き、P C 鋼棒のみの有効断面となりブレースの剛性が低下したことを示している。

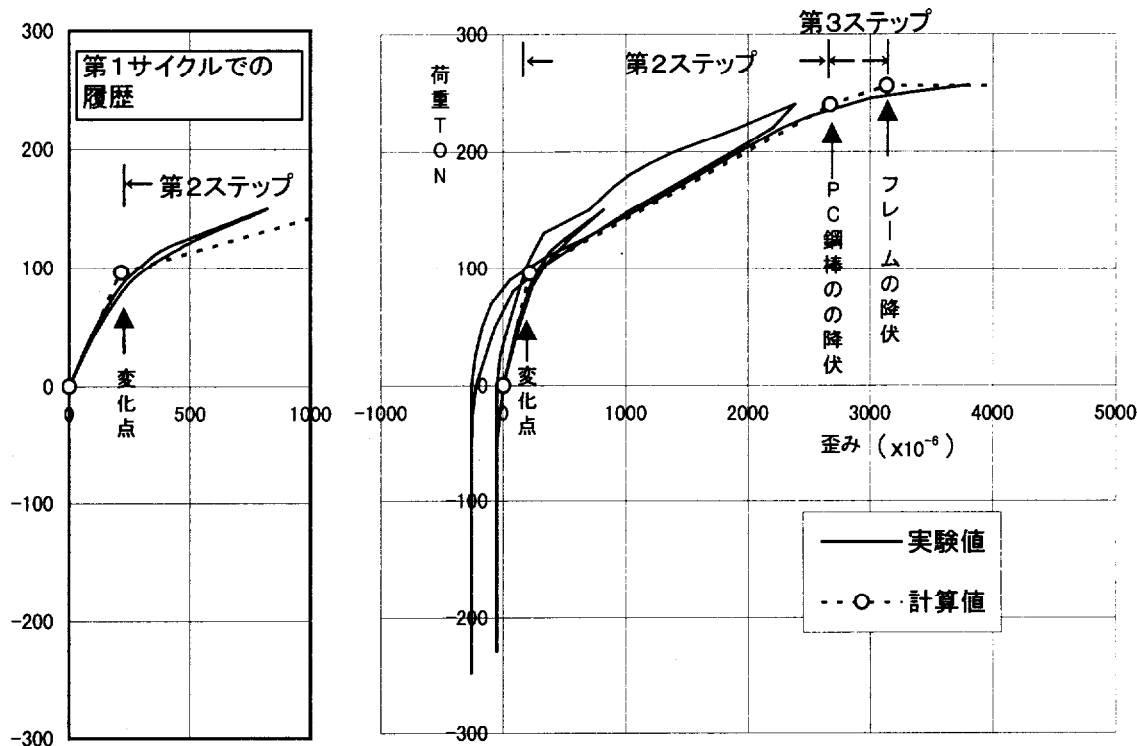
剛性変化点から PC 鋼棒の降伏までの第 2 ステップにおける歪み度は、第 1 サイクルの履歴で示されるように、1 5 0 tf まで載荷した後に除荷すると弾性非線形の復元力特性を明確に示しながら、ほぼ荷重の増加時と同じ経路をたどって、原点に復帰している。

第 1 サイクルの後に負荷重を P C 鋼棒の弾性限付近の 2 2 8 tf まで載荷した後に、正荷重を 2 4 0 tf まで載荷して除荷すると P C 鋼棒が少し降伏した形で戻り、1 0 0 tf では剛に戻らず 8 0 tf 付近まで柔の状態に戻りその後再びコンクリートを圧着するので剛になっている。ここでも弾性的な挙動を示しながらブレースの剛性が剛から柔へ、柔から剛へ変化していることを示している。

前述のようにこのブレースは引張り側のみ効くタイプなので、正負荷重において対称とならず負荷重 (ブレースにとっては圧縮) の時は P C 鋼棒に歪みが生じない。荷重が 0 になっても歪み度がマイナスになっているのは、K 型タイプと同様に圧着部のなじみにより PC 鋼棒のストレスが減じたことによる。

PC 鋼棒の降伏からフレームの降伏までの第 3 ステップにおける歪み度は、PC 鋼棒の降伏後すぐにフレームの降伏が生じたため、その範囲がせまく勾配の変化があまり明確に現れていない。

また実験値は破線で示す計算値とほぼ一致している。



PC鋼棒の歪み度の計算

剛性変化点 (載荷荷重96tf プレース負担48tf 軸力15tf/本)

$$\begin{aligned} \text{圧縮材} A_c &= 360.4 \text{ cm}^2 & E_c &= 360 \text{ t/cm}^2 & \text{初期圧着力 } P &= 15 \text{ tf} & x_2 &= 30 \text{ tf} \\ \text{P C 鋼棒 (2本)} & A_s &= 2.21 \times 2 = 4.42 \text{ cm}^2 & E_s &= 2270 \text{ t/cm}^2 \\ \varepsilon &= P / (A_c \cdot E_c + A_s \cdot E_s) = 215 \times 10^{-6} & (\text{実験値} &= 290 \times 10^{-6} \text{ 荷重} &= 100 \text{ tf}) \end{aligned}$$

PC鋼棒の降伏点 (載荷荷重 240tf プレース負担 87tf 軸力27.3tf/本)

$$\begin{aligned} & \text{PC鋼棒の1本当たりの初期張力が15tfで降伏耐力が27.2tfであるから} \\ & \text{載荷開始時点からの歪み度は} \\ \varepsilon &= 215 \times 10^{-6} + (27.2 - 15.0) / (2.21 \times 2270) = 2647 \times 10^{-6} \text{ (実験値} = 2275 \times 10^{-6} \text{ 荷重} = 220 \text{ tf}) \end{aligned}$$

フレームの降伏点 (載荷荷重 256tf)

$$\begin{aligned} & \text{PC鋼棒の降伏からフレームの降伏までの変位増分からPC鋼棒の歪を推定する。} \\ & \text{変位増分} = 0.11 \text{ cm} \quad \text{歪み増分} = (\text{変位増分} \times 200 / 250) / \text{長さ} \\ \varepsilon &= 2647 \times 10^{-6} + (0.11 \times 200 / 250) / 187.6 = 3116 \times 10^{-6} \text{ (実験値} = 3800 \times 10^{-6} \text{ 荷重} = 235 \text{ tf}) \end{aligned}$$

図3-6 X型タイプのPC鋼棒の歪み度

3. 5 荷重—変形曲線の確認

可変剛性機構をもつK型タイプおよびX型タイプのブレース耐力壁に繰り返し加力をしたときの荷重—変形曲線により、可変剛性機構の復元力特性を確認する。

3. 5. 1 K型タイプの荷重—変形曲線

載荷荷重 73.5 tf で剛性変化が生じるように PC 鋼棒の初期圧着力が設定されていた K 型タイプで、PC 鋼棒の弾性範囲内における繰り返し載荷において設定された通りの弾性非線形の復元力特性を明確に示すことが確認された。

弾性域での復元力特性に関して PC 鋼棒が降伏するまでの弾性域における架構としての荷重—変形曲線を図 3-1（上図）に示す。載荷 70 tf 近くで圧着部が離間し第 1 回目の剛性低下（初期剛性の約 $1/2.7$ ）が生じ第 2 ステップに入る。さらに 180 tf まで載荷した後に除荷すると荷重を増加した時と同じ勾配で戻り、70 tf からは仕口部を PC 鋼棒が再圧着するため剛性が高まり、元の初期剛性の勾配で原点へもどってくる。負荷重の載荷においても同じ復元力特性である。

図中の点線で示す計算値の剛性変化点および剛性勾配ともよく一致している。このように PC 鋼棒の弾性域においては繰り返し載荷に対して弾性非線形の復元力特性を明確に示している。

PC 鋼棒の降伏後、さらに荷重を増やしフレームが降伏する前後まで載荷した時の弾塑性域における架構としての荷重—変形曲線を図 3-10（下図）に示す。

第 2 ステップを終える 190 tf 近くで、PC 鋼棒の降伏が生じて 2 回目の剛性低下（第 2 剛性の約 $1/3.2$ ）が起こり第 3 ステップに入る。さらに荷重を増やしフレームの降伏近くの 230 tf まで載荷した後に除荷すると、同じ履歴を戻らず第 2 ステップと同じ勾配で残留変形を残しながら戻ってくる。そして降伏した PC 鋼棒はもはや仕口部を再圧着できず、荷重が 0 になっても残留変形が残る状態で終わる。しかし残留変形の値は 2.5mm と少ない。

以上のように K 型タイプの供試体における復元力特性は PC 鋼棒の弾性域では計算どおりに弾性非線形の形を示すことが確認された。

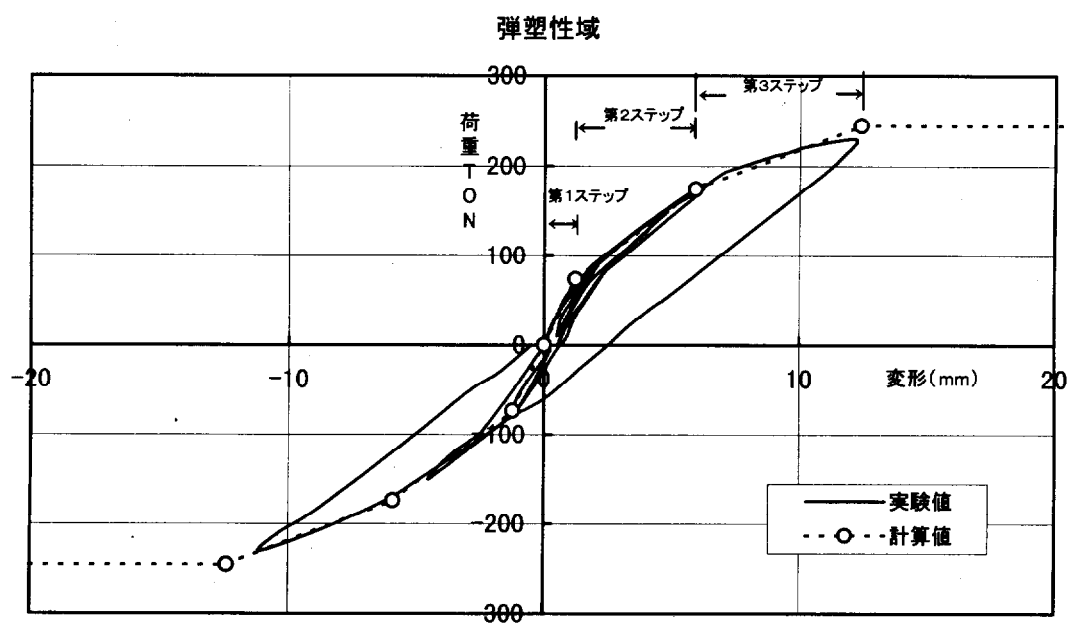
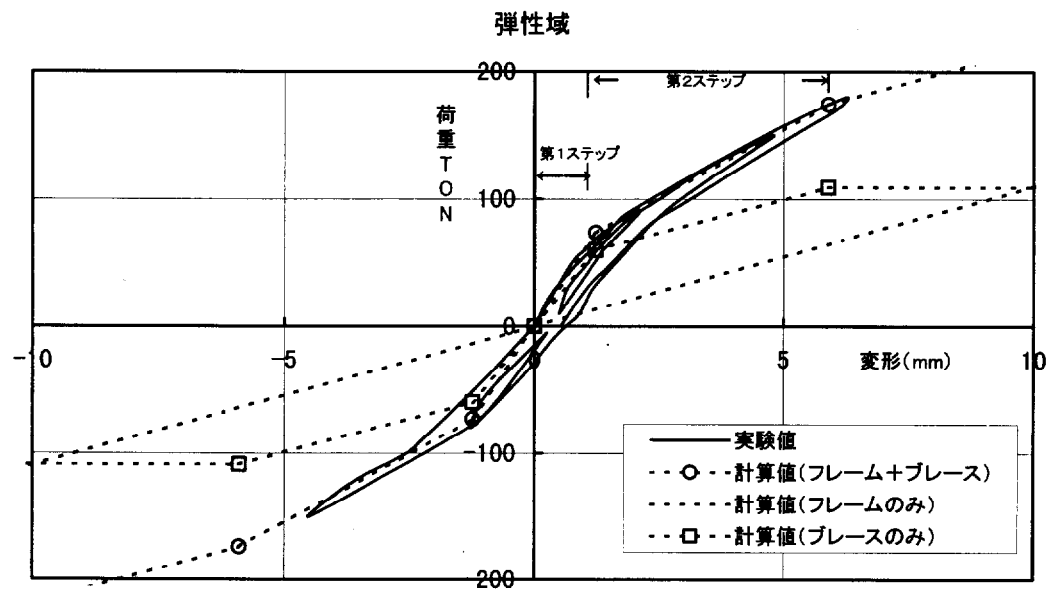


図 3 - 1 0 K型タイプ 荷重—変形曲線

3. 5. 2 X型タイプの荷重－変形曲線

載荷荷重 9 6 tf でブレースに剛性変化が生じるように PC 鋼棒の初期圧着力が設定されていた X 型タイプで、PC 鋼棒の弾性域およびフレームが降伏する前後までの弾塑性域において架構としての復元力特性を確認した。

弾性域での復元力特性に関して、PC 鋼棒が降伏するまでの架構全体としての荷重－変形曲線を図 3－1 1（上図）に示す。正荷重の第 1 ステップからはっきりした剛性変化点を示さず 1 0 0 tf 付近でやや剛性が低下しながら第 2 ステップに入る。正荷重で 1 5 0 tf まで載荷した後に除荷し、負荷重の 2 2 8 t まで載荷し、荷重を 0 に戻した。

やや弾性非線形の復元力特性を示しているものの、K 型タイプのように明確には示していない。X 型タイプではブレースを取り付けるフレームの仕口部が大きいことためフレームの剛性が高くなり、剛性変化を顕著化するブレースの剛性とフレームの剛性が同程度になったことと、ブレースの定着用 PC 鋼棒の変形も影響しブレースの剛性低下率が少なかったため、架構として剛性低下は 1/1.7 となり K 型タイプでの 1/2.7 と比べあまり著しくはない。従って前項の 3. 4. 2「PC 鋼棒の歪み度」では明確に弾性非線形の復元力特性を示しているものの、荷重－変形曲線ではブレースの剛性変化の影響が顕著には現れない結果になっている。

PC 鋼棒およびフレームが降伏する前後まで載荷した時の弾塑性域における架構としての荷重－変形曲線を図 3－1 1（下図）に示す。

正荷重で 2 4 0 tf、負荷重で 2 4 8 tf まで載荷した後に除荷すると、PC 鋼棒の降伏が生じているので荷重を増やしたときと同じ履歴をたどらず、残留変形を残しながら戻っている。しかしまだ PC 鋼棒があまり降伏していないので復元力は可変剛性の特徴である S 字型をやや示す形で戻っており、残留変形も一般的な弾塑性非線形より少ない。

以上のように X 型タイプの供試体では可変剛性機構をもつブレースの剛性がフレームのそれとほぼ同じであったことと、ブレースの剛性変化が K 型タイプほど著しくなかったためブレースの剛性変化がフレームの剛性との和においてはあまり目立たなくなり、ブレースのもつ弾性非線形の復元力特性が荷重－変形曲線では顕著には現れない結果となった。

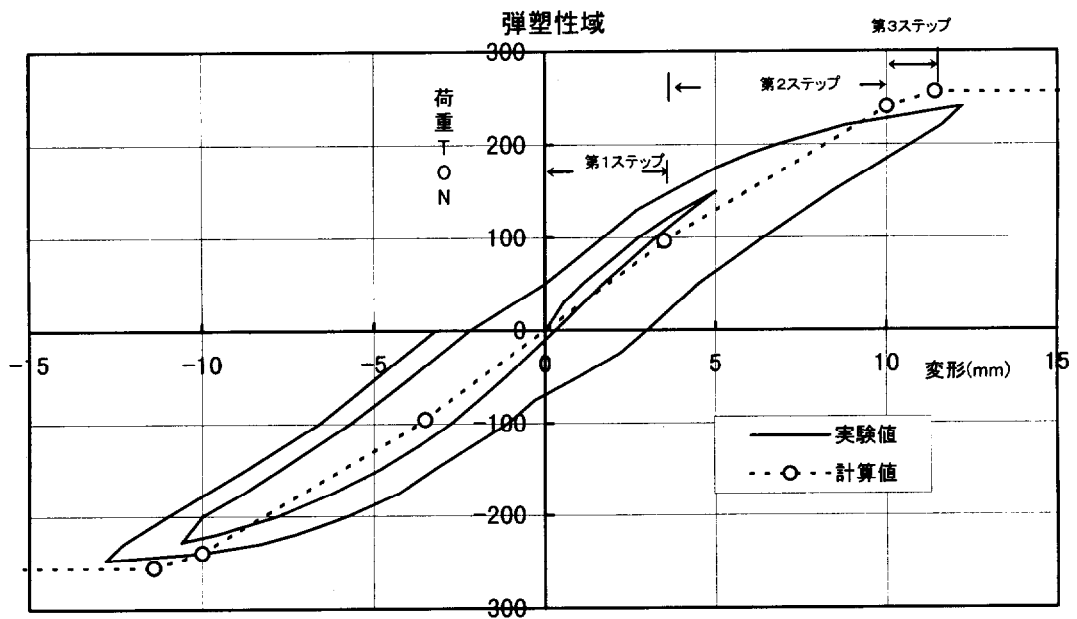
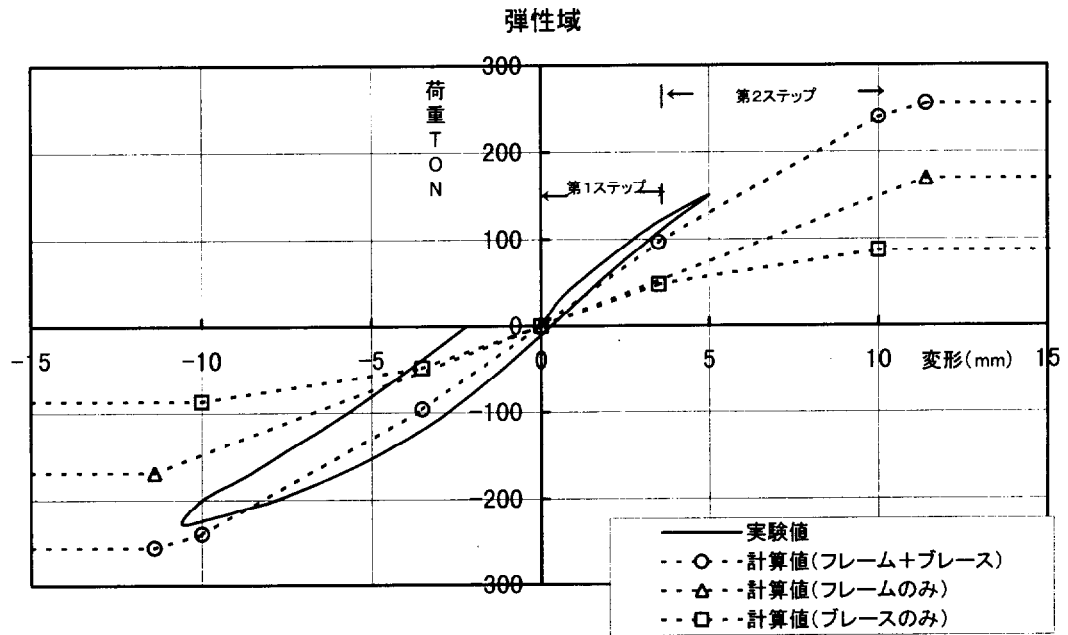


図 3 - 1 1 Xタイプ型 荷重—変形曲線

3. 5. 3 荷重—変形包絡曲線

K型タイプおよびX型タイプのPC鋼棒の破断までの荷重—変形の包絡曲線において、圧着部の離間・PC鋼棒の降伏・フレームの降伏・PC鋼棒の破断の各ステップにおける剛性変化点を確認した。

K型タイプの荷重—変形包絡曲線に関しては図3-14にPC鋼棒の破断までの実験値と計算値の荷重—変形包絡曲線を示す。

第1回目の剛性変化点は荷重 70tf・変位 1.25mm で生じ、第2ステップに入り初期剛性が約 $1/2.7$ に低下する。PC鋼棒の降伏が荷重 190tf・変位 7.0mm で生じ、第3ステップに入り剛性が初期の $1/6.5$ に低下する。フレームの降伏が荷重 240tf・変位 12.8mm で生じ、第4ステップに入り剛性が初期の約 $1/24$ に低下する。PC鋼棒の破断が荷重 262tf・変位 22.3mm（層間変位にして約 $1/67$ ）で生じた。これらの実験値は良く計算値とも一致している。

X型タイプの荷重—変形包絡曲線に関しては、図3-15にPC鋼棒の破断までの実験値と計算値の荷重—変形包絡曲線を示す。

第1回目の剛性変化点は荷重 100tf・変位 2.75mm で生じ、第2ステップに入り、初期剛性が約 $1/1.7$ に低下する。PCの降伏が荷重 220tf・変位 8.8mm で生じ、第3ステップに入り剛性が初期の $1/2.8$ に低下する。

フレームの降伏が荷重 232tf・変位 10mm で生じ、第4ステップに入り剛性が初期の $1/15$ に低下する。PC鋼棒の破断が荷重 278tf・変位 32mm（層間変位にして約 $1/47$ ）で生じた。これらの実験値はK型タイプほどは計算値と一致していないが大きく違っていない。

以上のようにK型タイプではフレームおよび可変剛性機構をもつブレースが、それぞれの剛性と降伏点に差があるため架構としての剛性の変化を確認し易く、弾性非線形の特徴が明確に把握されたが、X型タイプではフレームとブレースの剛性・降伏点ともに差が少なかったために架構としての剛性の変化が現れにくく、その結果として復元力において弾性非線形の特徴がはっきりと現れなかった。

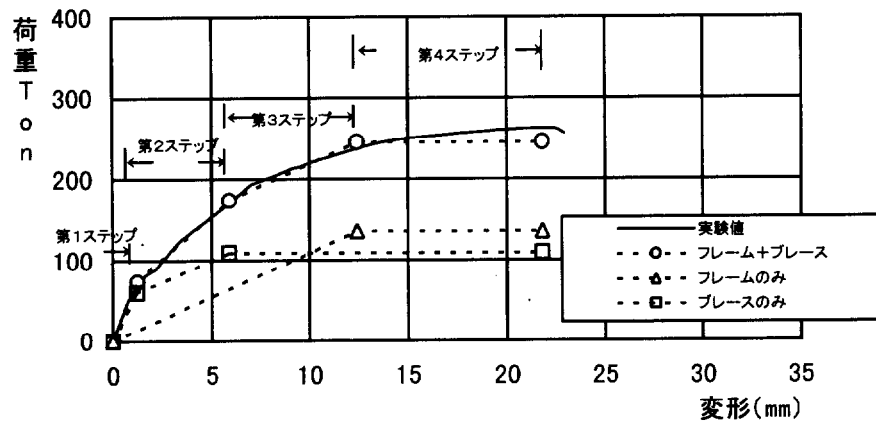


図 3-14 K型タイプ (荷重-変形包絡曲線)

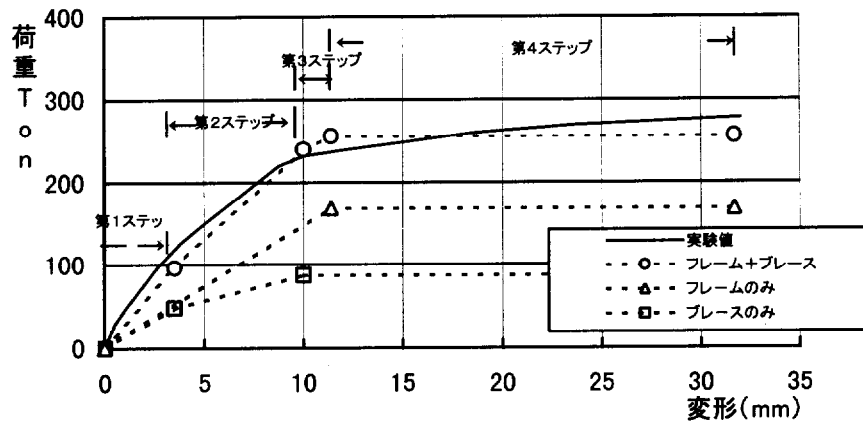


図 3-15 X型タイプ (荷重-変形包絡曲線)

表 3-3 実験値と計算値

段階		K型 タイプ			X型 タイプ			状態
		初期剛性	剛性変化点 荷重(tf) 変位(mm)		初期剛性	剛性変化点 荷重(tf) 変位(mm)		
第1 ステップ	実験	K=560t/cm	70	1. 25	K=364t/cm	100	2. 75	圧着の離間まで
	計算値	KB=488	60	1. 23	KB=148	48	3. 5	
		KF=110	73. 5	1. 23	KF=148	48	3. 5	
		Σ K=598	73. 5	1. 23	Σ K=296	96	3. 5	
第2 ステップ	実験	K=209t/cm	190	7. 0	K=198t/cm	220	8. 8	圧着部の離間から PC鋼棒の降伏まで
	計算値	KB=105	109	5. 9	KB= 55. 1	87	10. 6	
		KF=110	65	5. 9	KF= 148	153	10. 6	
		Σ K=215	174	5. 9	Σ K=203. 1	240	10. 6	
第3 ステップ	実験	K=86t/cm	240	12. 8	K=100t/cm	232	10. 0	PC鋼棒の降伏から フレームの降伏まで
	計算値	KB=0	109	12. 4	KB=0	87	11. 4	
		KF=110	245	12. 4	KF=148	169	11. 4	
		Σ K=110	245	12. 4	Σ K=148	256	11. 4	
第4 ステップ	実験	K=23t/cm	262	22. 3	K=21t/cm	278	32. 0	フレームの降伏から PC鋼棒の破断まで
	計算値	KB=0	109	21. 8	KB=0	87	31. 7	
		KF=0	136	21. 8	KF=0	169	31. 7	
		Σ K=0	245	21. 8	Σ K=0	256	31. 7	

3. 6 結

可変剛性機構の弾性非線形の復元力特性を確認するために、実物のほぼ1/2.5の大きさの鉄骨フレームに鉄骨ブレースおよびプレストレスト・コンクリートブレースを組み込んだ二つのタイプで静的載荷試験を行った結果、弾性非線形の挙動を示すことを確認した。また本試験に先立ち可変剛性機構の主要素であるPC鋼棒の定着部を含んだ試験も行い、その力学的性状を確認した。

定着部を含んだPC鋼棒の引張り剛性は、定着部のナットと座金のなじみによる変形の影響により見かけのヤング係数が低下することになる。今回の試験に使用した定着長さが1mおよび1.84mにおいて約80%であった。

可変剛性機構のPC鋼棒の歪み度の確認では、両タイプの供試体とも載荷荷重が剛性変化点に達した後はPC鋼棒の歪み度が急に増加し、ブレースとしての剛性が低下したことを示す。PC鋼棒の弾性範囲内で除荷すると剛性変化点までは柔らかい状態で戻り、その後は再圧着するため元の剛な状態になって原点に復帰してくる。すなわち弾性的な挙動をしながら剛性が剛から柔へ、剛から柔へと変化することを明確に示す。

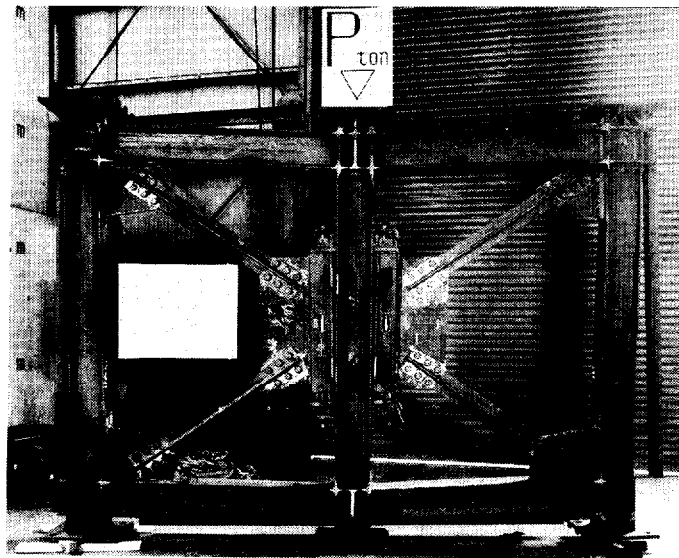
PC鋼棒の弾性限界を超えて載荷した後に除荷すると、第2ステップと同じ勾配で戻り再圧着することなく荷重が0になっても残留変形を残す。しかし残留変形は2次剛性で戻るため弾塑性非線形のタイプより少ない。

可変剛性機構の復元力特性の確認では、フレームの剛性に比べてブレースの剛性が高い鉄骨ブレースのK型タイプでは、載荷荷重が剛性変化点に達した後は剛性低下が生じ第2ステップには入る。さらにPC鋼棒の弾性限近くまで載荷した後に除荷すると荷重を増加したときと同じ履歴をたどり、剛性変化点からは再び剛性が高くなり元の初期剛性で原点へ戻る。すなわちPC鋼棒の弾性域での繰り返し載荷に対して弾性非線形の復元力特性を明確に示すことが確認された。またPC鋼棒の降伏後の残留変形は残るもののその量は少ない。

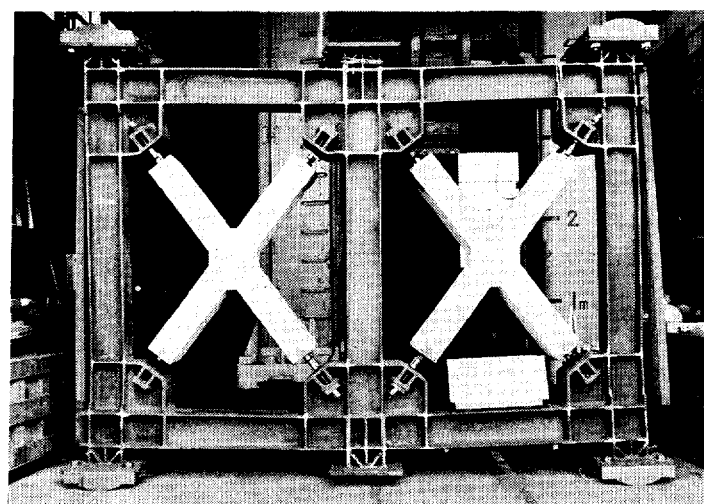
フレームの剛性とブレースの剛性がほぼ同じのX型タイプでは不明確ながらやや弾性非線形の特性を示すが、K型タイプのように顕著には見られない。またPC鋼棒の降伏後の残留変形は多少あるが従来の弾塑性非線形のタイプより少ない。

また実験値と計算値はよく一致していることから、可変剛性機構の特性を容易に設定できるといえる。

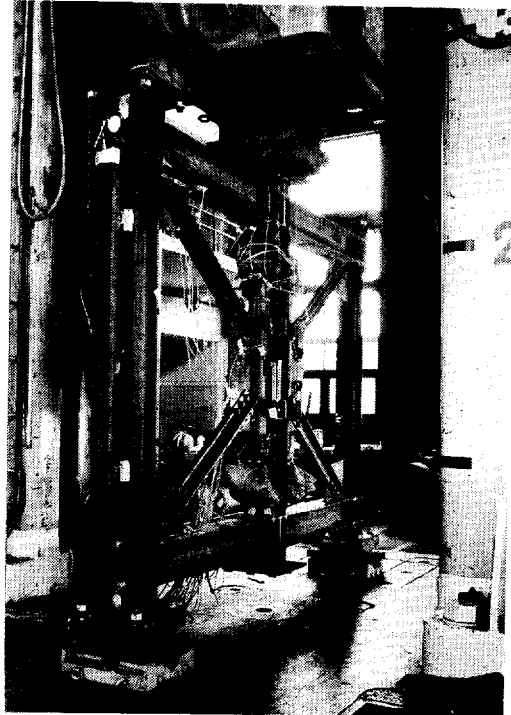
試験後の供試体の状況を文末の写真1、2、3、4に示す。



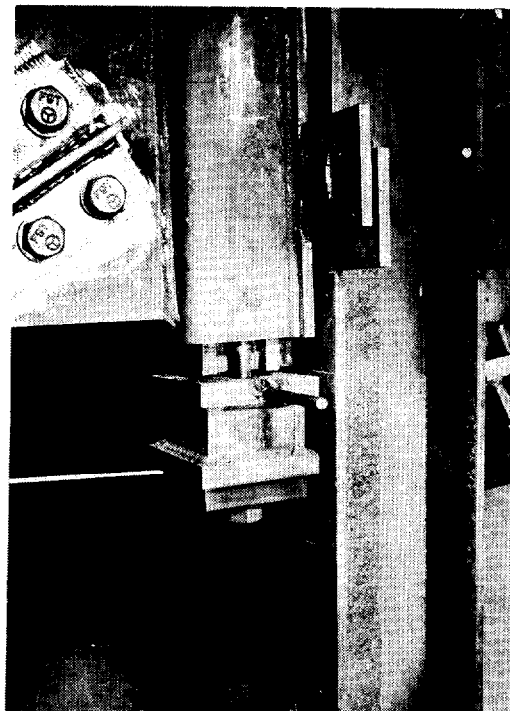
K型タイプの供試体



X型タイプの供試体



載荷試験の状況



仕口部の離間状況

第4章 弾性非線形の可変剛性機構を持つ質点系の地震応答特性

4. 1 序

前章で地震時や台風時の水平力に対しての主たる抵抗要素である耐力壁に一定以上の力が作用するとその剛性は低下するが、作用している力が小さくなると再び元の剛性に戻り原点に復帰する弾性非線形の復元力特性を持つ可変剛性機構について、剛性の変化点や剛性の低下率などが容易に設定できることを実験的に検証した。

本章では弾性非線形の復元力特性をもつ可変剛性機構が強震の時に示す性状について、質点系モデルにおいて動的応答解析を行い検討する。

4. 2 1 質点モデルにおける検討

可変剛性機構の地震時の挙動を把握するために、弾性非線形の復元力特性をもつ1質点のモデルにおいて時刻歴応答解析および弾性歪みエネルギーによる略算により次の3項目についての検討を行い、動的性状を確認した。

(1) 剛性変化点による影響

非線形モデルの剛性変化点を 15Kine・20Kine・25Kine 時の応答せん断力とし、剛性変化後の2次剛性を初期剛性の30%とした。各タイプとも粘性減衰は剛性比例型とし、減衰常数を2%とした。検討に用いた地震波は EL CENTRO NS 1940 の50Kine (518gal)と神戸 EW1995 の50Kine(441gal)とした。

(2) 地震波による影響

地震波による差を確認するために下記の3波用い、最大地動 50Kine における応答結果を比較した。非線形モデルの剛性変化点をそれぞれの 25Kine 時の応答せん断力とし、2次剛性を初期剛性の30%、粘性減衰は剛性比例型で減衰常数を2%とした。

EL CENTRO	NS	1940	50Kine(518gal)
神戸(海洋気象台)EW	1995		50Kine(441gal)
建築センター	BCJ-L2		50Kine(310gal)

(3) 地震動の強さによる影響

入力地震動の強さによる影響を確認するために、50Kine および兵庫県南部地震で観測された 70Kine クラスの地動における応答結果を比較した。振動モデルは上記の(1)、(2)と同じで、変化点は 25Kine 時の応答せん断力、2次剛性は初期剛性の30%とした。

EL CENTRO	NS	1940	70Kine(725gal)
神戸(海洋気象台)EW	1995		70Kine(617gal)
建築センター	BCJ-L2		70Kine(434gal)

4. 1 1質点モデルの設定

復元力特性が図4-1に示す弾性線形・弾性非線形(可変剛性)・弾塑性非線形の場合の動的応答性状を比較するために、それぞれのタイプの復元力特性をもつ1質点モデルにおいて、固有周期を0.2秒から5.0秒までの間を0.2秒ピッチで設定し時刻歴応答解析を行った。

弾性非線形と弾塑性非線形のモデルでは剛性変化点をそれぞれの地震波の25Kine、20Kine、15Kine時の応答せん断力とし、初期剛性に対する剛性変化後の2次剛性の低下率(α)は、3章「弾性非線形の可変剛性機構の性能確認実験」におけるK型タイプの低下率とほぼ同じ0.3とする。各タイプとも粘性減衰は剛性比例型とし減衰常数を2%とする。

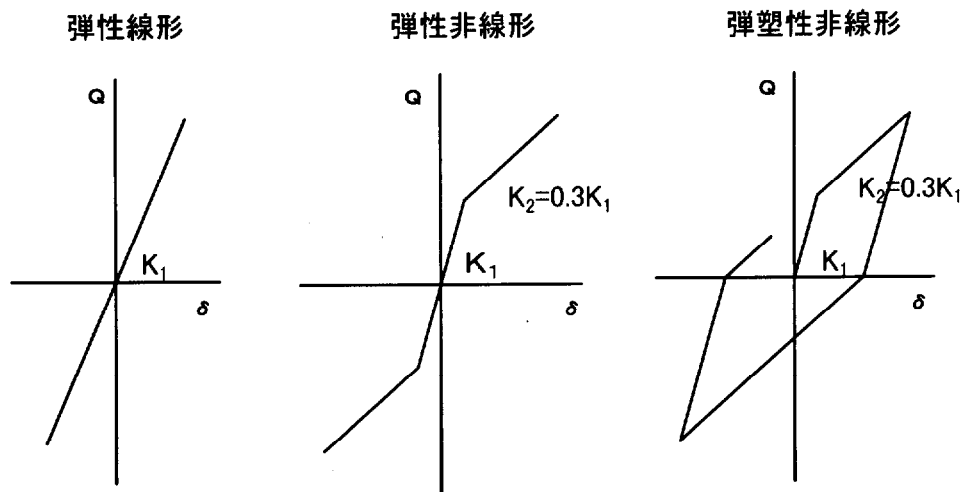
4. 2. 1 弾性歪みエネルギーによる増減率の推定

弾性非線形(可変剛性)の弾性線形に対する増減率を略算的に推定する方法として、現行建築基準法においても構造特性を設定する際の根拠としているエネルギー一定説を用いる。この考えはNewmark等によって導かれたもので本来、完全弾塑性復元力特性を持つ1質点系構造物が地震動を受けた場合、弾塑性応答と弾性応答との関係を入力エネルギーが同量であるとして1方向荷重変形曲線上の幾何学的面積を同じとすることである。ここでは弾性線形と弾性非線形の関係を同様に考え、線形の三角の面積と非線形の四辺形の面積を同じとして、両者の応答値の増減率を略算する。すなわち弾性線形および弾性非線形(可変剛性)の最大応答せん断力により生じる歪みエネルギーは

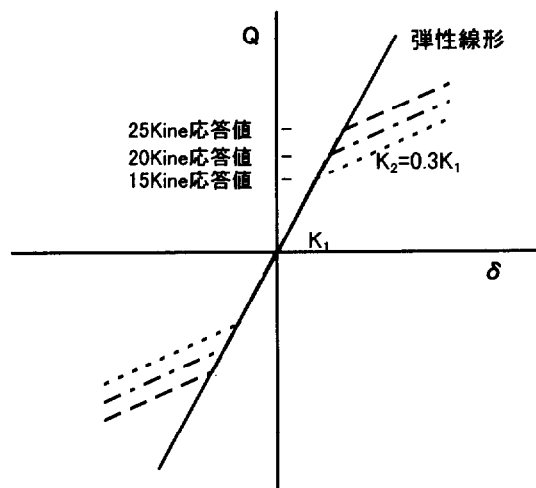
$$\text{弾性線形の弾性歪みエネルギー} = \text{弾性非線形の弾性歪みエネルギー}$$

と考えると、応答せん断力・変形の増減率は図4-2に示すように面積等価より算定する。図中に示すように弾性非線形(可変剛性)の弾性線形に対するせん断力および変形の増減率は剛性変化点のせん断力と入力地動の強さの比(n)、および剛性の低下率(α)できまる。

例えば図4-2の下段に示すように、剛性変化点のせん断力が生じる地動の2倍の入力地動における場合、線形に対する非線形(仮に2次剛性を0と時)の増減率は、せん断力の増加はないのでせん断力は $Q/2Q$ で0.5倍、変形は $2.5\delta/2\delta$ で1.25倍となり、せん断力の低減率が多い割には変形の増加率が少ないことになる。



復元力特性の設定



剛性変化点の設定

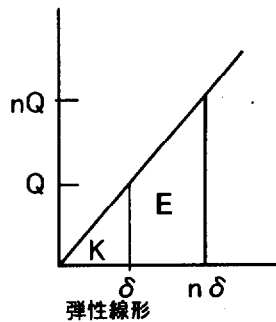
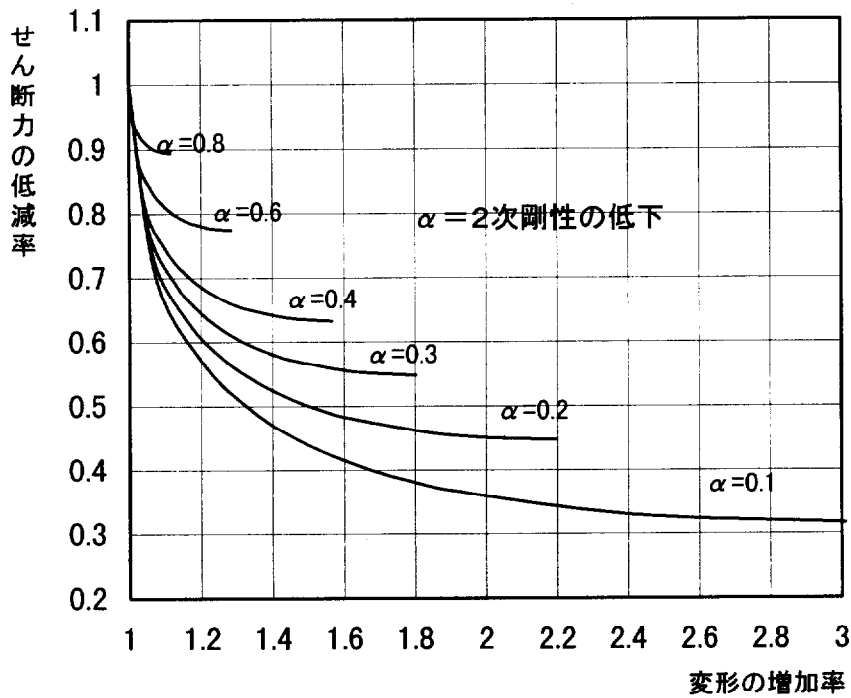
検討用地震動

	50Kineレベル	70Kineレベル
EL GENTRO NS 1940	50Kine(518gal)	70Kine(725gal)
神戸(海洋気象台)EW 1995	50Kine(441gal)	70Kine(617gal)
建築センター BCJ-L2	50Kine(310gal)	70Kine(434gal)

粘性減衰 : 剛性比例型 減衰定数 2%

図 4 - 1 1 質点の振動解析モデルの設定

せん断力と変形の増減率

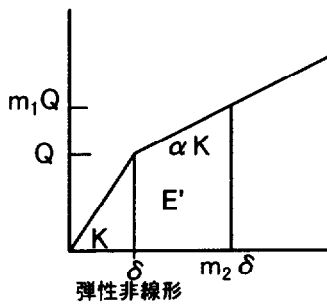


$n = \text{入力地動/剛性変化点地動}$

$$E = n^2 \cdot Q \cdot \delta / 2$$

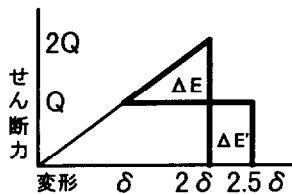
$E = E'$ とすると
せん断力の低減率 $A = m_1 / n = \sqrt{\alpha + (1 - \alpha) / n^2}$

$$\text{変形の増加率 } B = m_2 / n = A / \alpha + (1 - 1 / \alpha) / n$$



$$E' = Q \cdot \delta / 2 + Q(m_2 - 1) \cdot \delta + (m_2 - 1) \cdot (m_1 - 1) \cdot Q \cdot \delta / 2$$

$n = 2 \quad \alpha = 0$ の時



$\Delta E = \Delta E' = Q \cdot \delta / 2$ であるので弾性線形に対する
弾性非線形の増減率は

$$\text{せん断力の低減率} = 1Q / 2Q = 0.5$$

$$\text{変形の増加率} = 2.5 \delta / 2 \delta = 1.25$$

図4-2 弾性歪みエネルギーの等値による略算
せん断力・変形の増減率

4. 2. 3 剛性変化点による影響

剛性変化点が及ぼす応答値への影響を調べるため、剛性変化点を 25,20,15Kine 時の弾性応答せん断力とした 3 ケースについて EL CENTRO 波および神戸波の 50Kine 時での弾性非線形および弾塑性非線形の時刻歴応答解析を行い、弾性線形と比較した。

弾性歪みエネルギーによる弾性線形に対する増減率の推定値 (α : 2 次剛性の低下率=0.3 の時) は図 4-3 に示すように下記の数値となる。

剛性変化点	せん断力の低下率	変形の増加率
25Kine	0.69	1.13
20Kine	0.64	1.21
15Kine	0.60	1.31

(1) 剛性変化点別の応答せん断力

弾性線形と剛性変化点を 25、20、15Kine の弾性非線形および弾塑性非線形 (α : 2 次剛性の低下率=0.3) の EL CENTRO 波と神戸波 50Kine 時における応答せん断力を図 4-4 に示す。

応答せん断力は、剛性変化点が 25Kine の場合の EL CENTRO 波での 0.4 秒を除いて、3 ケースとも弾性非線形 (可変剛性) は線形より小さく、弾塑性非線形が最も小さい。1.2 秒以上では、両波において剛性変化点が 25、20、15Kine とともに弾性非線形は弾塑性非線形に近い応答値を示す。

図 4-5 に EL CENTRO 波および神戸波 50Kine における剛性変化点が 25、20、15Kine 時の弾性線形に対する弾性非線形の低下率を示す。

両波とも 0.6 秒以下では低下率にばらつきがあるが、0.8 秒以上では剛性変化点が 25、20、15Kine の 3 ケースともそれぞれの略算値の低下率 (0.69、0.64、0.60) に近い。25、20、15Kine の順で剛性変化点が低いほど低下率のばらつきが大きくなる傾向である。

図 4-6 に EL CENTRO 波と神戸波における弾性非線形の応答の弾塑性非線形に対する増加率を示す。

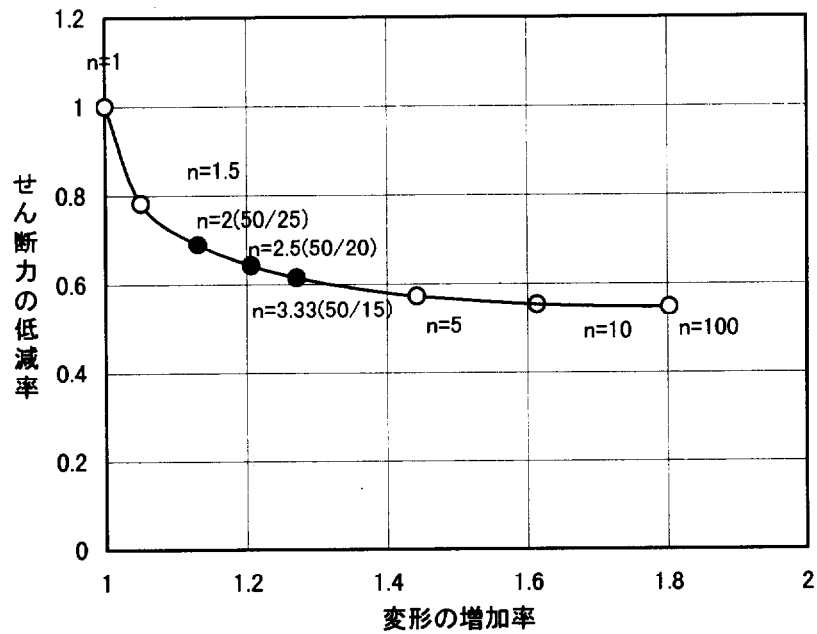
EL CENTRO 波においては弾塑性非線形と比べて弾性非線形の増加率は 1 ~ 2 倍で、剛性変化点が低いほど増加率は大きい。2.8 秒~4.4 秒では 3 ケースとも 1.0 ~ 1.3 倍と比較的小さい。

神戸波においては 0.2 秒を除き、弾塑性非線形と比べて増加率は 1.0 ～ 1.6 倍で、剛性変化点が低いほど増加率が高いが、3.4 秒以上では 1.0 ～ 1.2 倍と少なくなる。

以上のことより 50Kine 時の弾性非線形の応答せん断力は、0.8 秒以上では弾性線形の 0.45 ～ 0.8 倍であり、剛性変化点が低いほど弾性線形と比べて小さい。これらの数値は略算値の 0.6 倍～0.69 倍とは大きく外れていない。

弾塑性非線形と比べるとばらつきはあるが増加率は 1 ～ 2 倍で、剛性変化点が低いほど増加率が高い傾向である。剛性変化点が 20Kine、25Kine の場合は 3.0 秒以上では増加率は 1.0 ～ 1.2 倍で剛性変化点の影響も少ない。

2次剛性の低下率 $\alpha=0.3$



n =入力地動/剛性変化点地動

A =せん断力の低下率

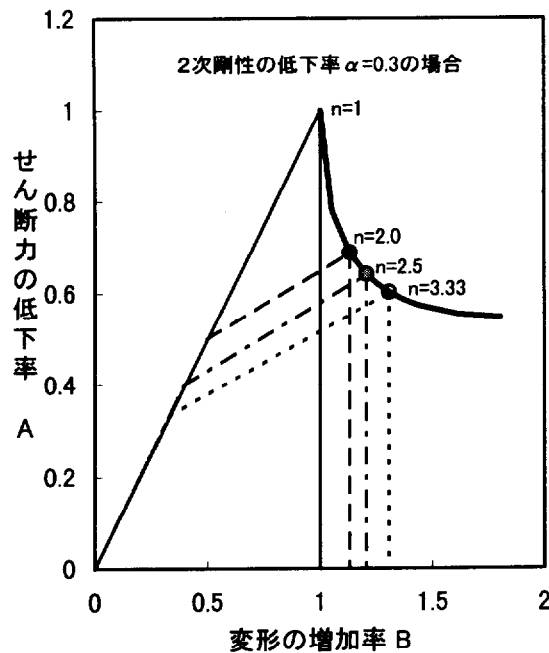
B =変形の増加率

m_1 =弾性非線形における

応答せん断力/剛性変化点せん断力

m_2 =弾性非線形における

応答変位/剛性変化点変位



n	$A=m_1/n$	$B=m_2/n$
1	1	1
1.5	0.781	1.05
25Kine 2	0.689	1.13
20Kine 2.5	0.642	1.206
2.8	0.624	1.246
3	0.615	1.271
15Kine 3.3	0.603	1.308
3.5	0.598	1.325
4	0.586	1.371
4.5	0.578	1.409
5	0.573	1.442
10	0.554	1.614
50	0.548	1.78

図 4 - 3 弾性歪みエネルギーの等値による増減率
(2次剛性の低下率 $\alpha=0.3$ の時)

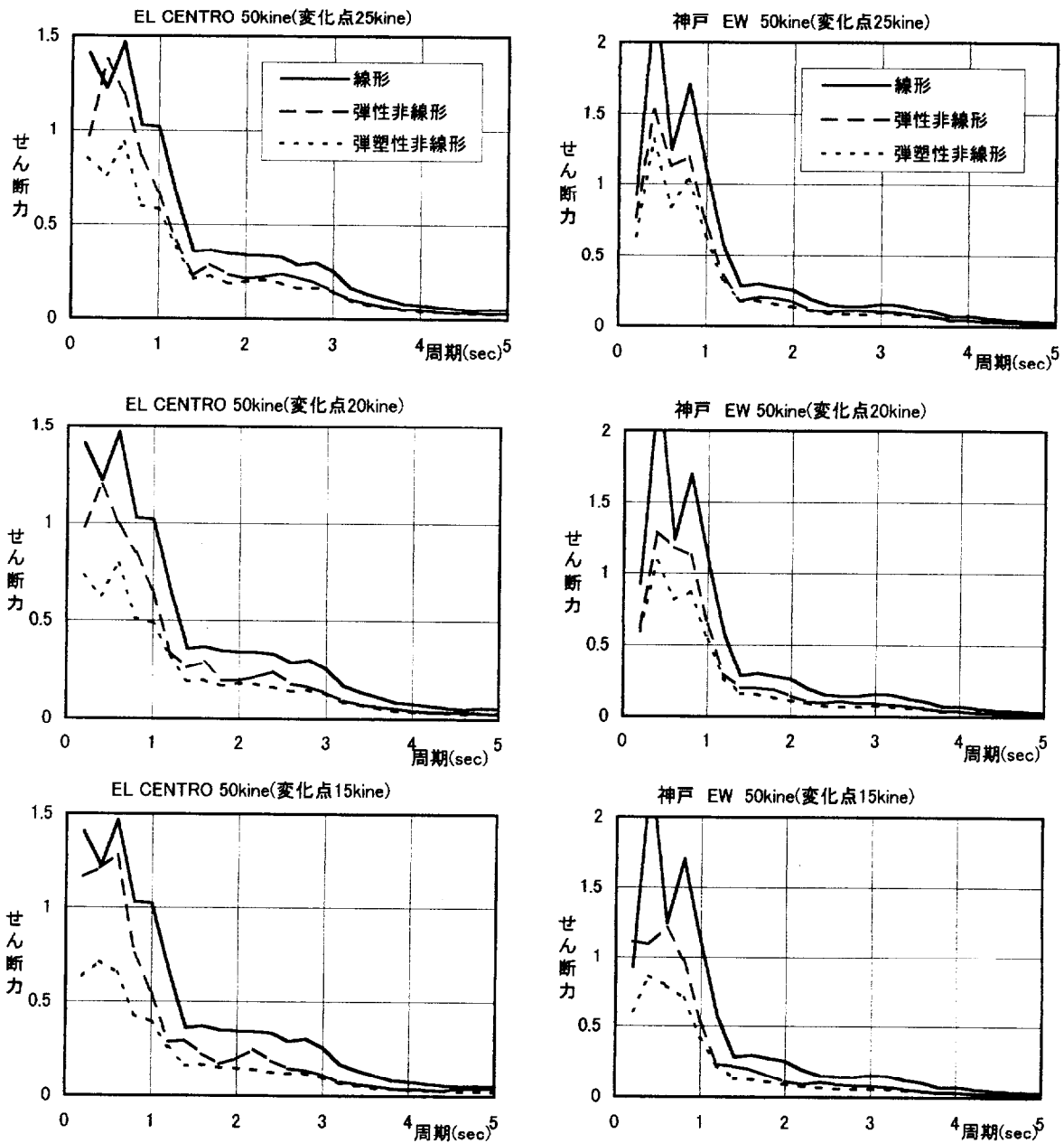


図 4 - 4 剛性変化点別の応答せん断力

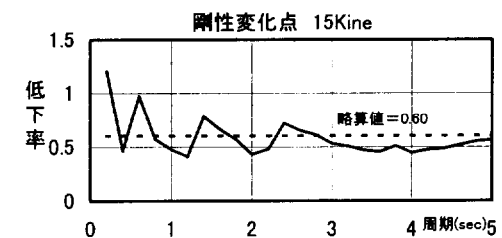
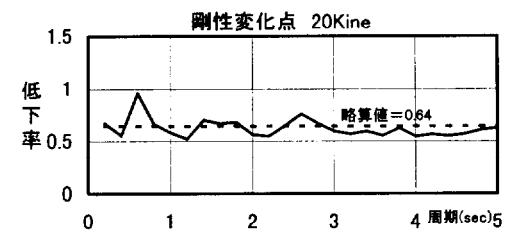
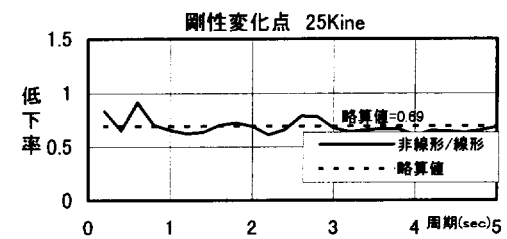
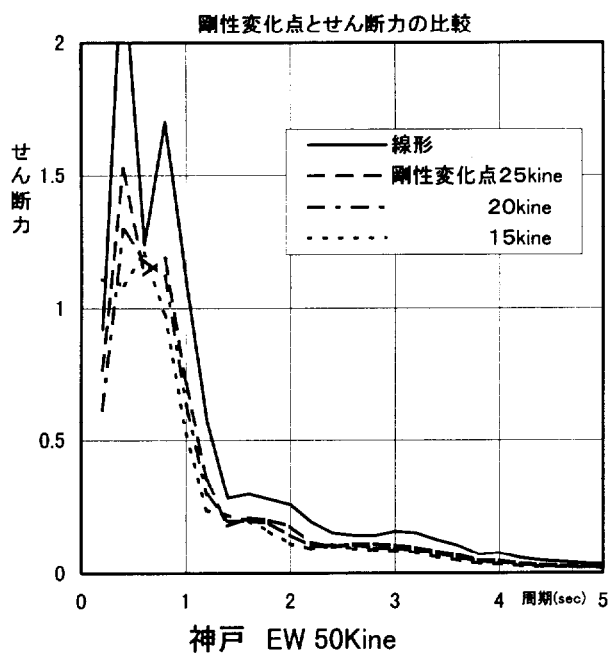
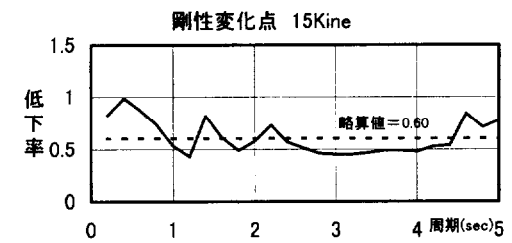
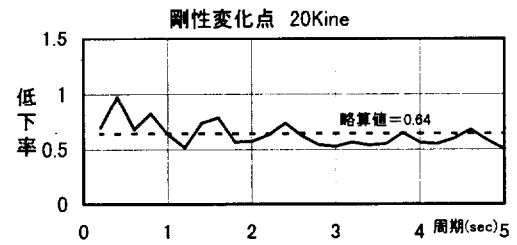
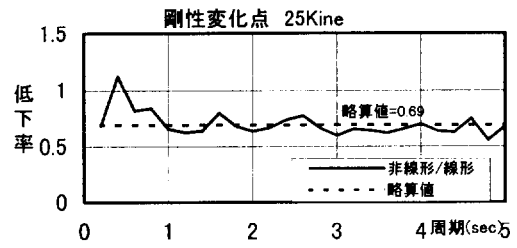
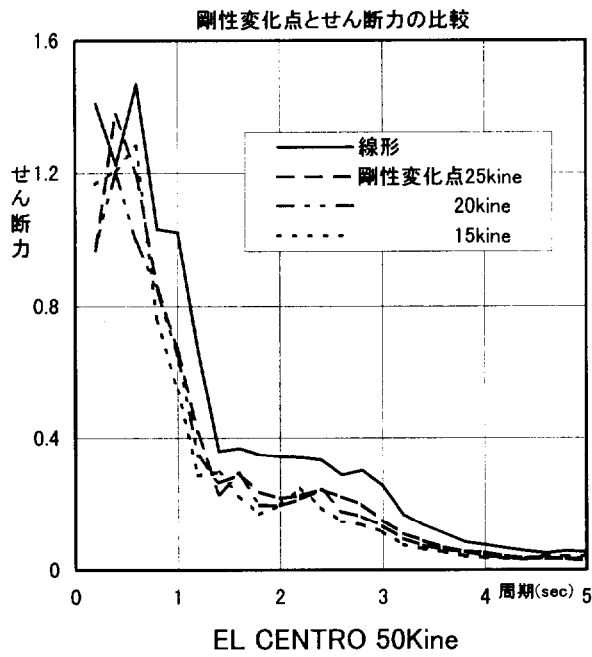


図4-5 剛性変化点と応答せん断力の線形に対する低下率

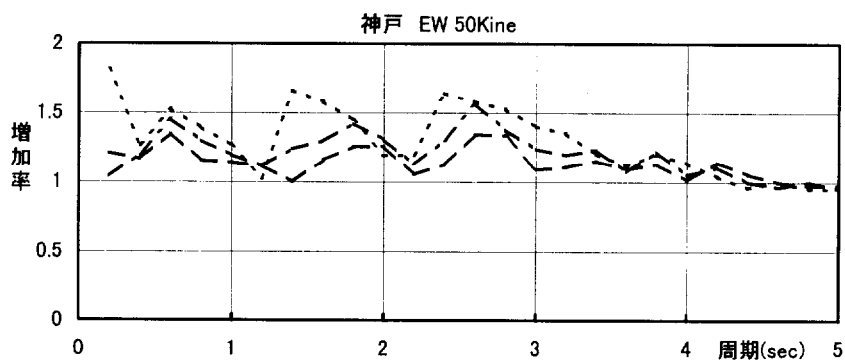
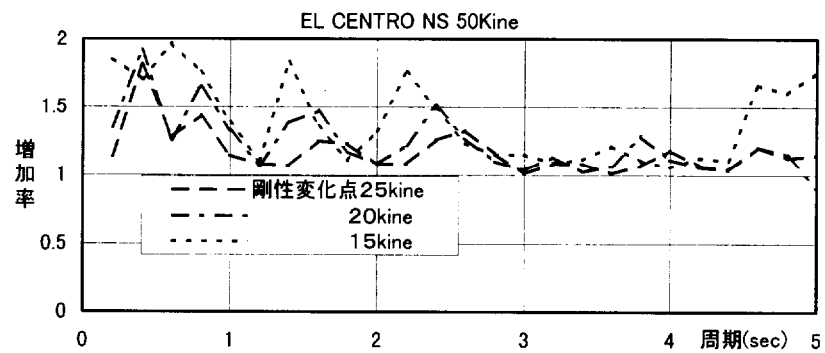


図 4 - 6 弾塑性非線形に対する応答せん断力の増加率

(2) 剛性変化点別の応答変位

弾性線形と剛性変化点が 25、20、15Kine の弾性非線形および弾塑性非線形の EL CENTRO 波と神戸波 50Kine 時における応答変位を図 4-7 に示す。

EL CENTRO 波では周期が 2.6 秒までは剛性変化点が 25、20、15Kine の 3 ケースとも弾性非線形は弾性線形より応答変位が大きい、2.8 秒以上では変化点が 15Kine の場合の 4.6 秒以上を除き弾性線形とほぼ同じである。

神戸波では周期 2.8 秒までは 3 ケースとも弾性非線形が大きい、3 秒以上では弾性線形とほぼ同じである。

弾塑性非線形は 3 ケースとも全周期帯にわたり、弾性線形および弾性非線形より少ない。

図 4-8 に EL CENTRO 波および神戸波 50Kine における剛性変化点が 25、20、15Kine 時の弾性線形に対する増加率を示す。

EL CENTRO 波の 2.2 秒～2.6 秒において 15kine、20Kine、25Kine のピークがずれているのは、弾性線形の 2.8 秒にピークがあるので弾性非線形の 2.2 秒周期のものは 15Kine で剛性が低下して周期が長くなり、そのピークの山に当たり、2.4 秒周期のものは 20Kine で、2.6 秒周期のものは 25Kine でそのピークに当たるためと考えられる。

神戸波においても 1.4～1.8 秒、2.4～2.8 秒で弾性非線形の変形のピークがずれて線形より大きくなっているのは、線形で 2.0 秒、3.2 秒にピークがあるので弾性非線形の剛性が低下し周期が延びたときにそのピークに当たるためと考えられる。

増加率については両波とも 0.6 秒以下ではばらつくが、0.8 秒以上では剛性変化点が 15kine、20Kine、25Kine の 3 ケースともそれぞれの略算値 (1.13, 1.21, 1.31) に近い。しかしせん断力と同様 25Kine、20Kine、15Kine の順で剛性変化点が低いほど低下率のばらつきが大きくなる傾向である。

図4-9に EL CENTRO 波と神戸波における応答変位の弾性非線形の弾塑性非線形に対する増加率を示す。

EL CENTRO 波においては弾塑性非線形と比べて弾性非線形の増加率は、線形に対してもあったように 0.4~0.8 秒、1.4~1.6 秒、2.2~2.6 秒にピークがあり、その増倍率は 1.2 倍~2.5 倍で、そのピークのなかで剛性変化点 15Kine・20Kine・25Kine のずれもある。

またそのピークのなかの増加率は剛性変化点が低いほど大きい。しかし剛性変化点が 20Kine、25kine の場合は 3.0 秒以上では増倍率は 1.0 倍~1.5 倍で、剛性変化点の影響も少ない。

神戸波においては剛性変化点 15Kine・20Kine・25Kine の 3 ケースとも、1.5 倍~2.2 倍の増加率で、3.4 秒以上では 1.0 倍~1.5 倍程度に小さくなる。

以上のことより 50Kine 時の弾性非線形の応答変位は、0.8 秒以上では EL CENTRO 波の 4.6~5.0 秒を除き弾性線形の 0.9 倍~1.5 倍で、剛性変化点による違いは少ない。これらの数値は略算値の 1.13 倍~1.31 倍とは大きく外れていない。剛性変化点による影響は線形のピークがでる周期より少し短い周期で現れ、剛性変化点が低いほど短い周期で増加率が大きくなる。

弾塑性非線形と比べては周期によってばらつきが大きく 1.0 倍~3 倍であるが、剛性変化点が 20Kine、25kine の場合は 3.0 秒以上では増倍率は 1.0 倍~1.5 倍で、剛性変化点の影響も少ない。剛性変化点による影響は線形の時と同じように、増加率の大きいときに現れ、剛性変化点が低いほど増加率が大きくなる。

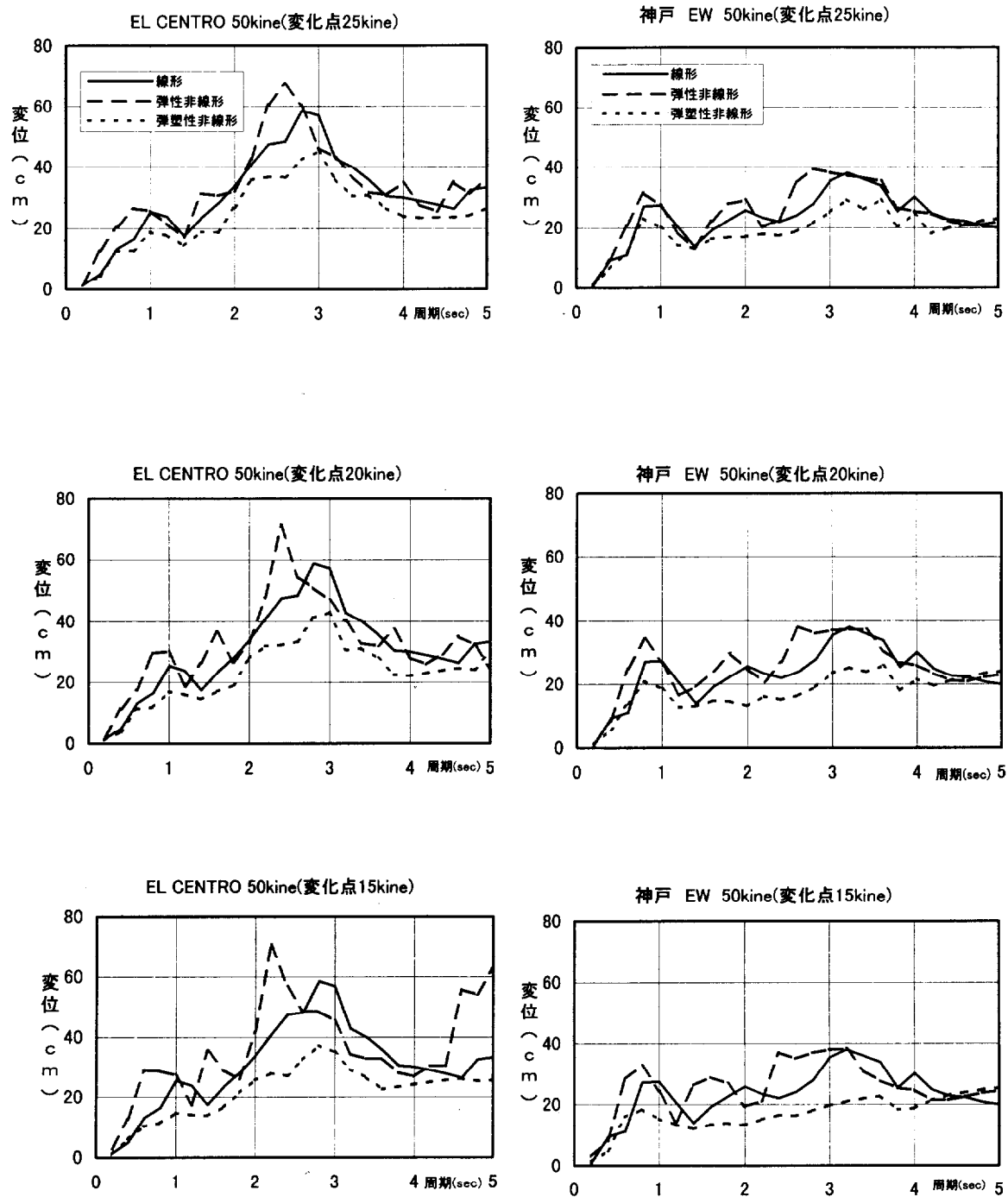


図 4-7 剛性変化点別の応答変位

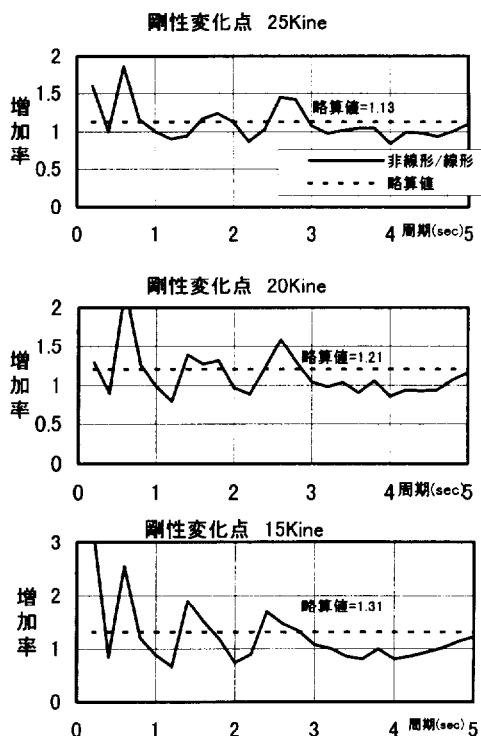
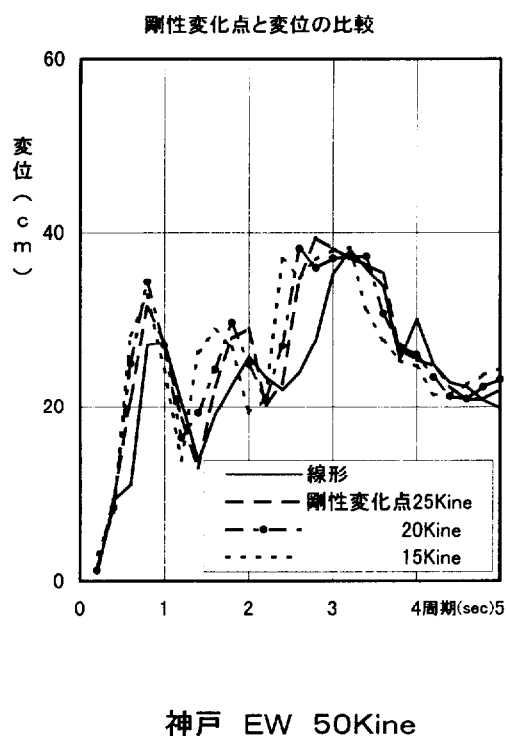
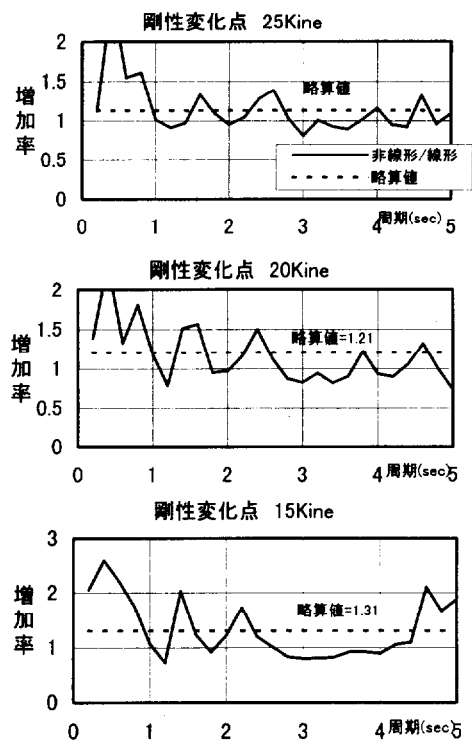
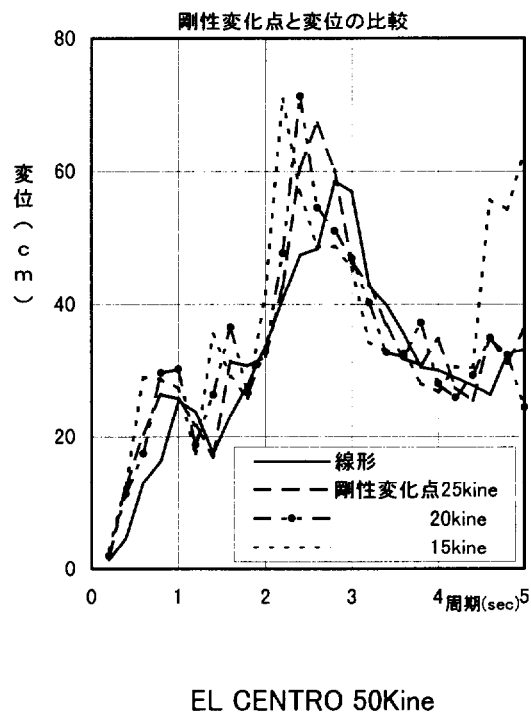


図 4 - 8 剛性変化点と応答変位の線形に対する増加率

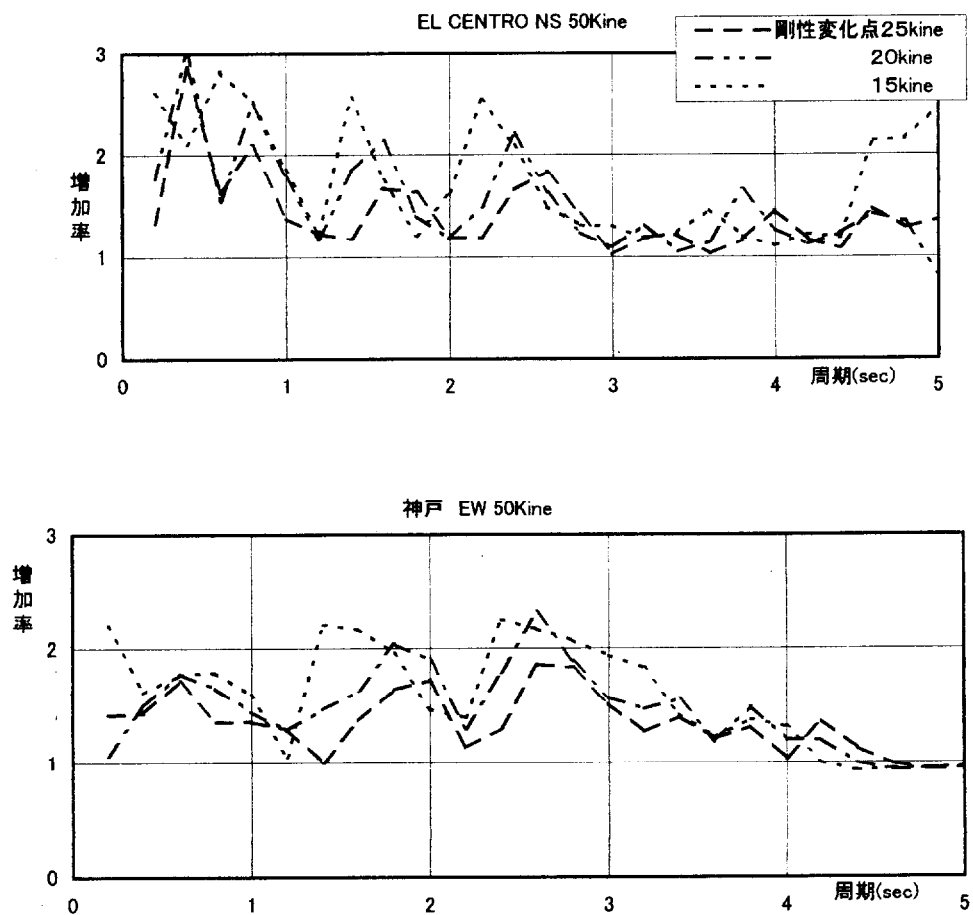


図 4 - 9 弾塑性非線形に対する変位の増加率

(3) 第2ステップへの進入度と周期の伸び率

弾性復元が目的である可変剛性機構が地震時に弾性範囲のどの辺にとどまっているかを確認する上で、弾性非線形の応答時の第2ステップへの進入度がその指標となる。

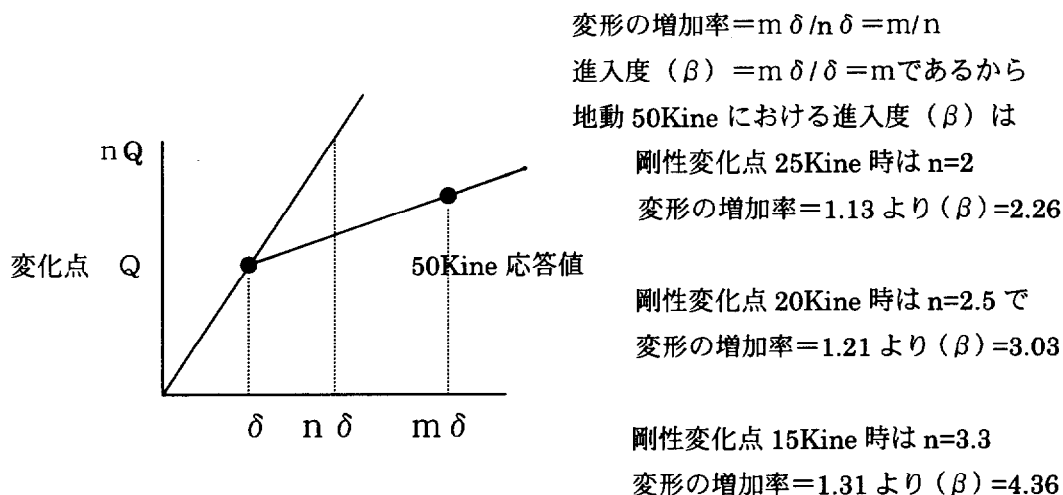
本論文での第2ステップとは、建物の受ける水平力がある一定以上の値になると剛性が柔らかくなる剛性変化点を起点とし、終点は可変剛性機構の初期圧着力を与えていたPC鋼棒が降伏するまでの段階をいう。

PC鋼棒の弾性降伏点までの許容変形量は、剛性変化点でのPC鋼棒の初期応力度と締め付け長さで決まる。初期圧着時のPC鋼棒の応力度が低いほど、また締め付け長さが長いほど剛性変化後の許容伸び量が大きくなる。

ここでは第2ステップへの進入度 (β) を下記と定義する。

$$\text{第2ステップへの進入度 } (\beta) = \frac{\text{応答最大変位}}{\text{剛性変化点の変位}}$$

第2ステップへの進入度 (β) の略算値は、弾性線形と弾性非線形の弾性歪みエネルギーを等値とした時の、弾性非線形の変形の略算値と剛性変化点の変形との比より算出する。



EL CENTRO 波と神戸波 50Kine における弾性非線形の剛性変化点が 25、20、15Kine の 3 ケースについて第 2 ステップへの進入度 (β) を図 4-10 に示す。

EL CENTRO 波と神戸波とも 0.8 秒以上では、剛性変化点が 25Kine の時の第 2 ステップへの進入度 (β) は 1.6~2.8 (略算値=2.26)、20Kine の時は 2.0~4.0 (略算値=3.03)、15Kine の時は 2.3~7.0 (略算値=4.37) であり、剛性変化点が低いほど第 2 ステップへの進入度 (β) は大きくなり、周期によるばらつきも大きい。

略算値は応答結果の平均的な値を示しているが、剛性変化点が低くなると周期によっては応答値と略算値の差が大きくなる。

剛性変化点で第 2 ステップへ入ると柔らかくなり、見かけの固有周期 (等価周期 T_a) は長くなる。剛性変化後の周期の伸び率を見るために初期剛性(K)と非線形の応答値の原点からの見かけの剛性(等価剛性 K_a)との比の平方根として算出し、第 2 ステップへの進入度 (β) と周期の伸び率 (T_a/T) の関係を図 4-11 に示す。

周期の伸び率 (T_a/T) は剛性低下率 (α) の影響が大きく、第 2 ステップへの進入度 (β) が大きくなると周期の伸び率が少しずつ低下する。

以上のことより剛性変化点が低いほど第 2 ステップへの進入度 (β) は大きくなり、周期によるばらつきも大きくなる。

地動 50Kine の時は剛性変化点が 25Kine と 15Kine で進入度はほぼ 2 倍となる。

また弾性非線形の見かけの周期 (等価周期 T_a) の伸びは剛性低下率 (α) の影響が大きく、第 2 ステップへの進入度 (β) が大きくなると周期の伸び率は少しずつ低下する。

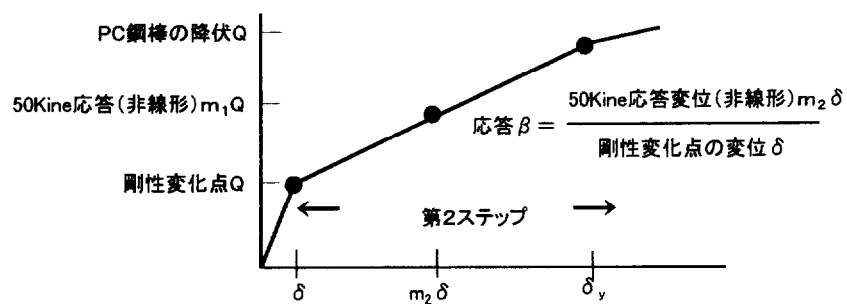
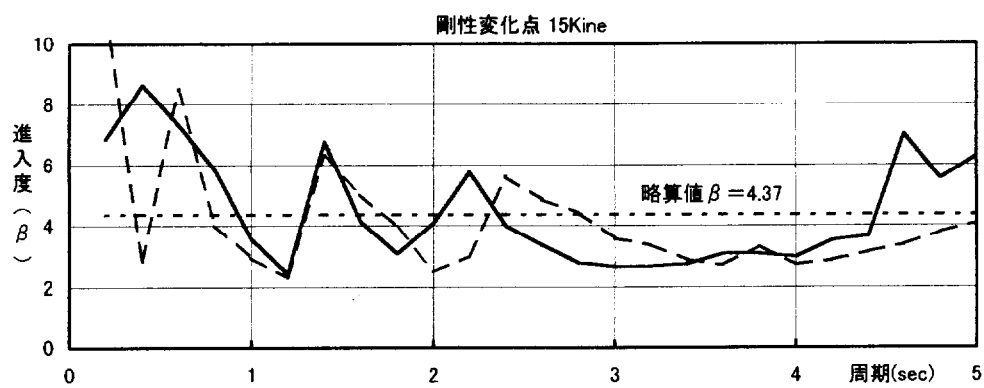
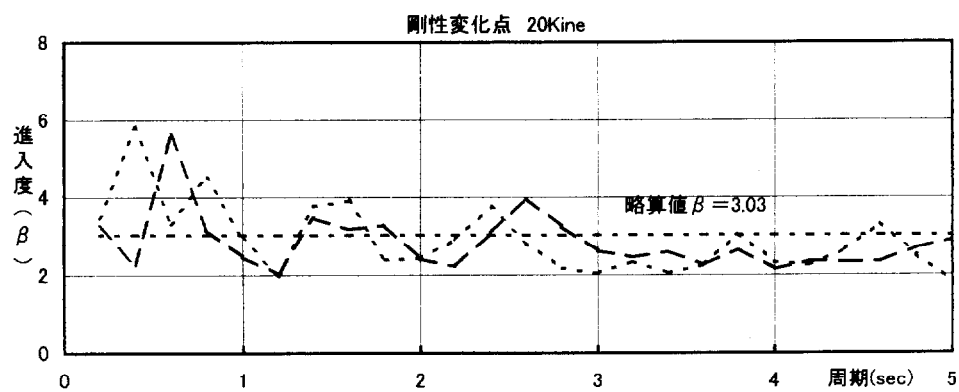
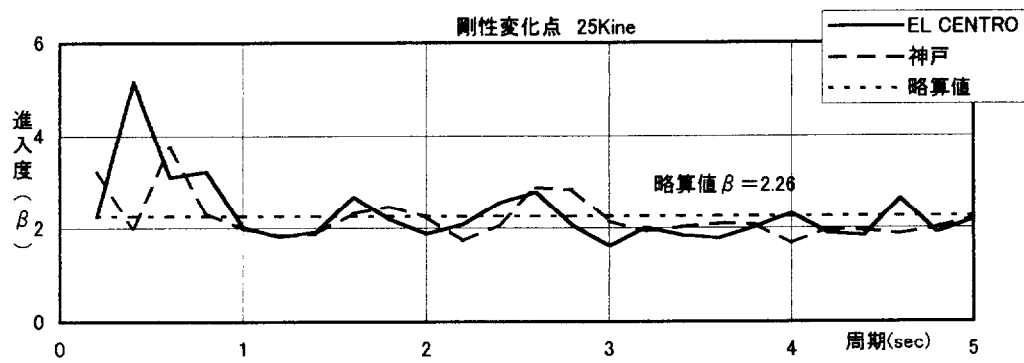
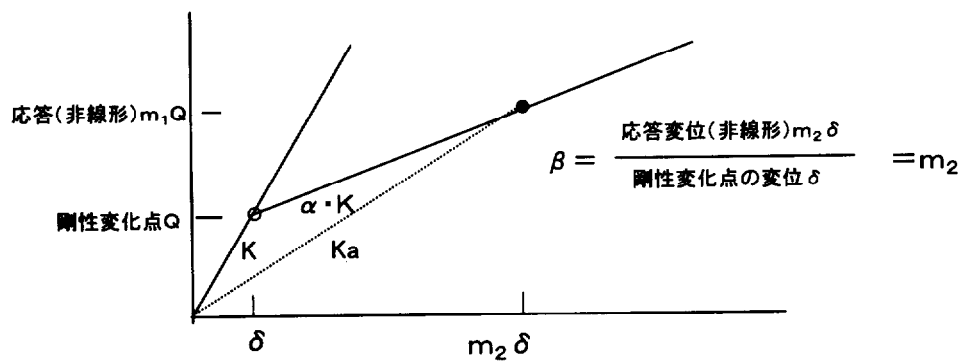
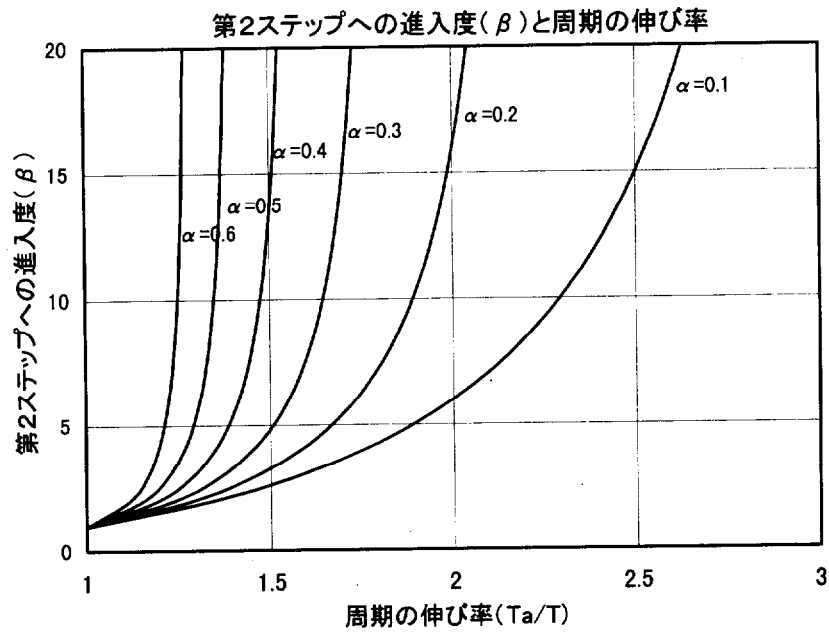


図4-10 弾性非線形における第2ステップへの進入度 (β)



$$\text{周期の伸び率} = T_a/T = \sqrt{K/K_a} = \sqrt{m_2/m_1}$$

$$K_a = m_1 Q / m_2 \delta, K = Q / \delta, \alpha \cdot K = (m_1 - 1) \cdot Q / (m_2 - 1) \cdot \delta \text{ なので}$$

$$K/K_a = m_2/m_1 = m_2 / \{ \alpha (m_2 - 1) + 1 \} = \beta / \{ \alpha (\beta - 1) + 1 \} \text{ となる}$$

図 4 - 1 1 見かけの周期(等価周期)の伸び

(4) 剛性変化点と弾性歪みエネルギー

弾性非線形の弾性線形に対する増減率について「4. 2. 2 弾性歪みエネルギーによる増減率による推定」で、同じ地震入力においては弾性線形と弾性非線形の弾性歪みエネルギーは等しいと考えて、増減率の略算をしているが、本項では剛性変化点が 15、20、25Kine の時の弾性非線形と弾性線形のモデルでの最大弾性歪みエネルギーの比較を行い、上記の設定の適正性を検証する。ここでの最大弾性歪みエネルギーとは前出の図 4-2 に示すように復元力曲線上の最大せん断力と変位量で囲まれる面積とする。

EL CENTRO 波、神戸波の 50Kine 時の弾性歪みエネルギーについて、図 4-1 2 に復元力特性別の比較を示す。

EL CENTRO 波において 1 秒以上では、剛性変化点が 15Kine の 1.4 秒、2.2 秒と 4.6 秒以上を除き弾性線形に対する弾性非線形の比率は 0.6~1.5 倍であり、神戸波における 0.8 秒以上では、剛性変化点が 15Kine の 1.4 秒、2.4 秒と 20Kine の 2.6 秒を除き弾性線形に対する弾性非線形の比率は 0.6~1.5 倍である。3.0~4.4 秒では両波において剛性変化点が 15、20、25Kine とも大差なくほぼ 0.6~1.0 である。

図 4-1 3 に EL CENTRO 波、図 4-1 4 に神戸波の 50Kine 時における弾性歪みエネルギーについて剛性変化点別に弾性線形および弾塑性非線形と弾性非線形の比較を示す。

EL CENTRO 波の 1 秒以上では剛性変化点が 20、25Kine の場合は弾性線形と弾性非線形に大差はないといえるが、剛性変化点が 15Kine ではばらつきが多くなる。

神戸波の 0.8 秒以上でも剛性変化点が 20、25Kine の場合は弾性線形と弾性非線形に大差はないといえるが、剛性変化点が 15Kine ではばらつきが多くなる。

弾塑性非線形との比較では両波とも弾性非線形は、1 秒以上において剛性変化点が 25Kine の時は 1~2.5 倍、20Kine の時は 1~3.5 倍、15Kine の時は 1~4 倍となる。

これらから以下のことがいえる。

弾性線形と弾性非線形の弾性歪みエネルギーは、剛性変化点が 20Kine、25Kine ではあまり違わないが、15Kine では違いが多くなる。2.5 秒以下では線形に対する非線形の増加率は周期のよってばらつきが多いが、3.0~4.4 秒ではどの剛性変化点の場合もほぼ 1 を下回り、0.65~1.0 倍である。また弾塑性非線形に対する増加率は剛性変化点が低いほど大きくなる。

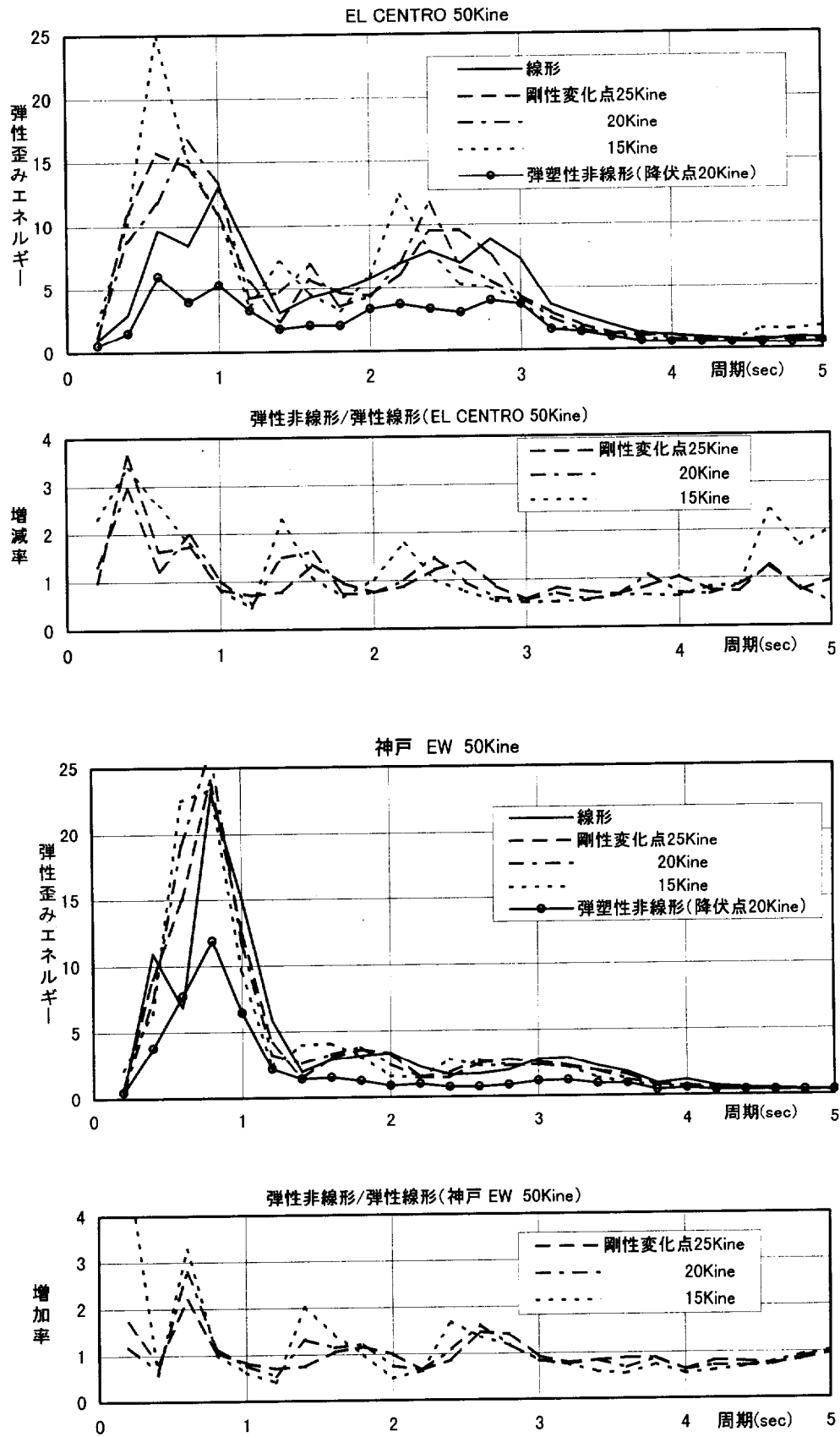


図4-12 復元力特性別の弾性歪みエネルギーの比較

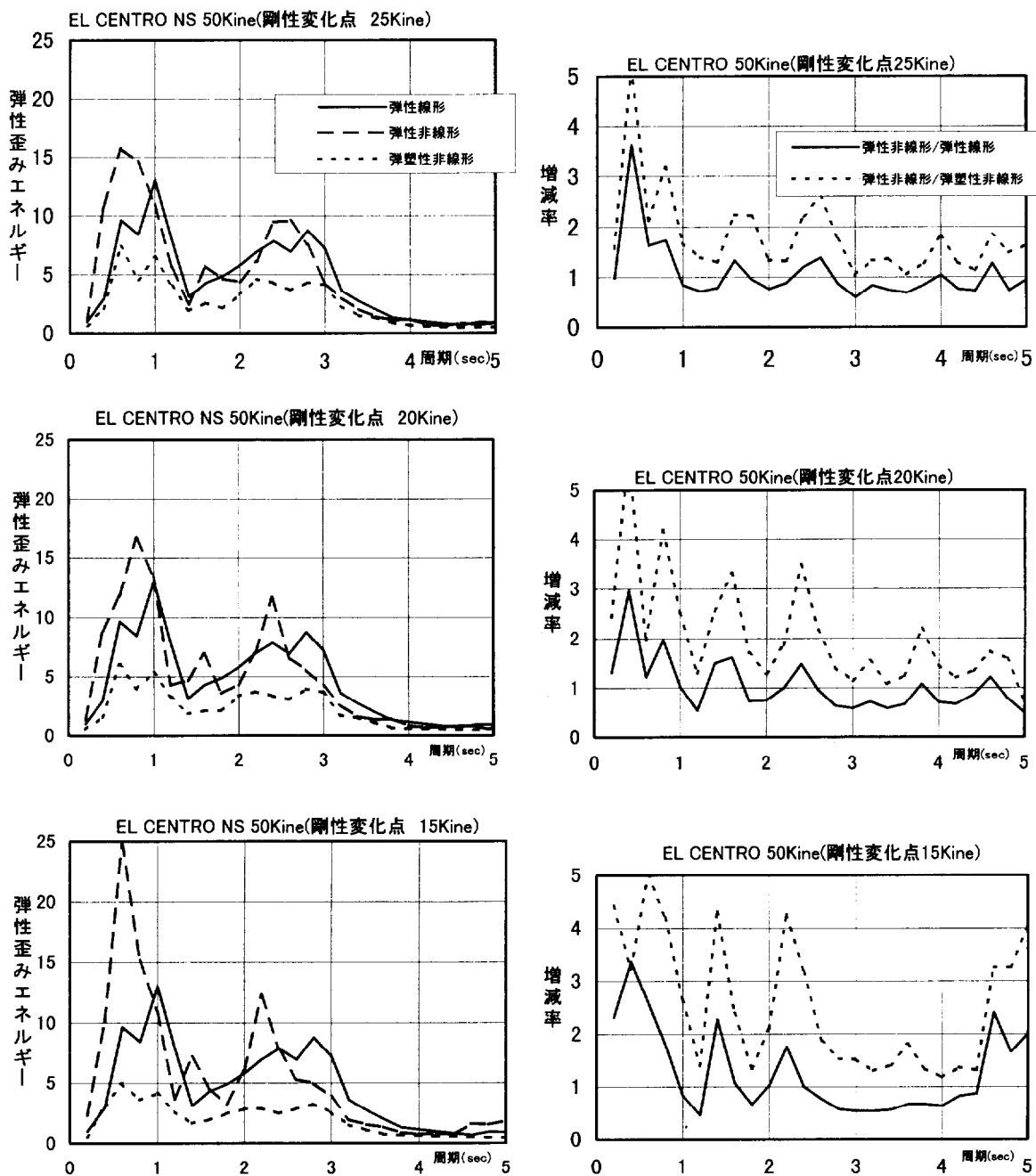


図 4 - 1 3 EL CENRTRO波での剛性変化点別の弾性歪みエネルギー

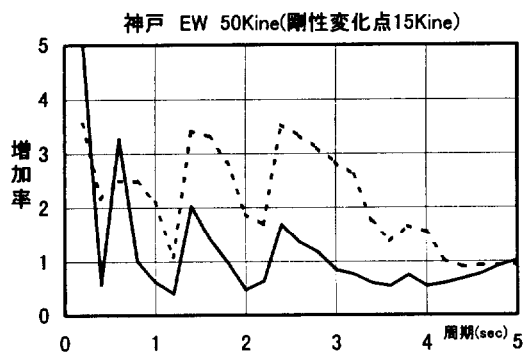
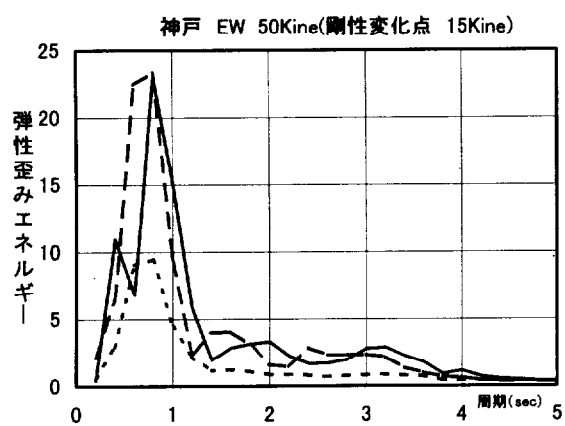
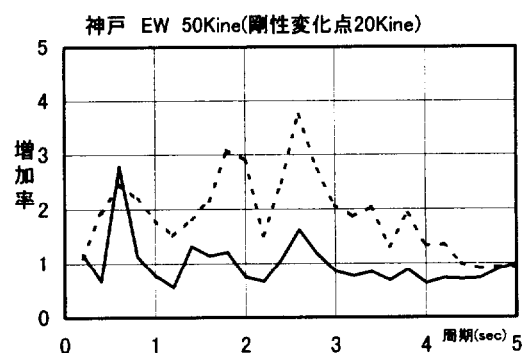
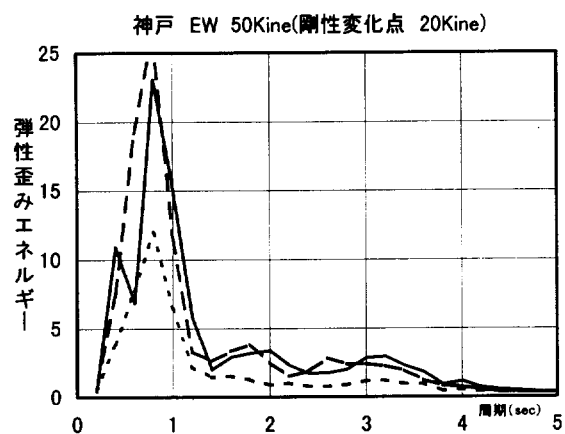
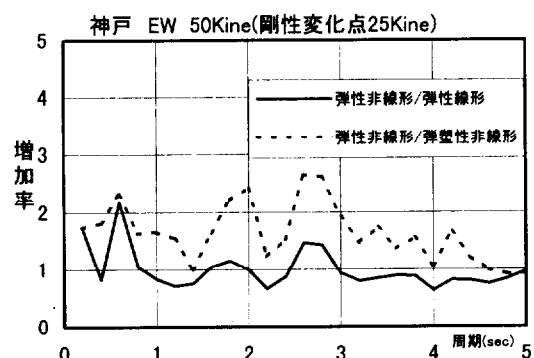
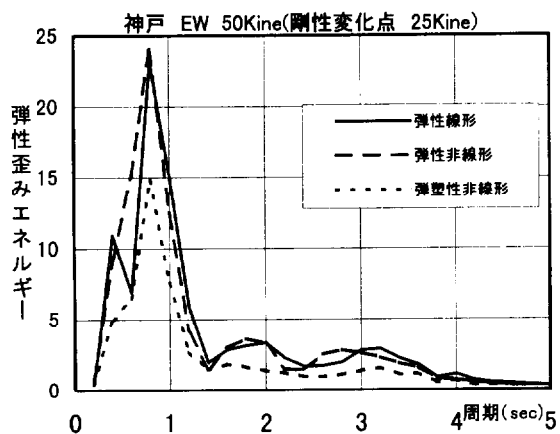


図 4 - 1 4 神戸波での剛性変化点別の弾性歪みエネルギー

4. 2. 4 地震波による影響

地震波による応答値への影響を調べるため EL CENTRO NS、神戸 EW、BCJ-L2 の 3 波を用いて、時刻歴応答解析による検討を行った。

非線形モデルの剛性変化点はそれぞれの波の 25Kine 時の応答せん断力とし、剛性変化後の 2 次剛性は初期剛性の 30% とした。各タイプとも粘性減衰は剛性比例型とし、減衰常数は 2% とした。検討に用いた地震波は下記の 3 波で最大地動を 50Kine とした。

EL CENTRO	NS	1940	50Kine (518gal)
神戸(海洋気象台)	EW	1995	50Kine (441 gal)
建築センター	BCJ-L2		50Kine (310gal)

(1) 各地震波に対する応答せん断力

EL CENRTO 波・神戸波・BCJ 波における弾性線形・弾性非線形・弾塑性非線形の応答せん断力を図 1-15 に示す。

EL CENTRO の 0.4 秒と BCJ の 0.2 秒を除き、EL CENTRO NS、神戸 EW、BCJ-L2 波のいずれとも弾性非線形の応答せん断力は弾性線形に比べ小さく、0.8 秒以上ではいずれの波においても弾塑性非線形に近い。

また、弾塑性非線形は全周期帯においてどの地震波においても応答せん断力は最も小さい。

EL CENRTO 波・神戸波・BCJ 波における弾性非線形の弾性線形・弾塑性非線形に対する応答せん断力の増減率を図 4-16 に示す。

弾性非線形の応答せん断力は EL CENTRO 波の 0.4 秒、BCJ 波の 0.2 秒を除き、EL CENTRO NS、神戸 EW、BCJ-L2 波とも線形の 0.6~0.8 倍に低減し、略算値 0.69 倍に近い。

また弾塑性非線形との比較では EL CENTRO 波の 0.4 秒、BCJ 波の 0.2 秒を除き 0.9~1.5 倍である。

以上のことより入力地動 50kine 時には、剛性変化点を 25Kine とした弾性非線形の応答せん断力は、0.6 秒以上では EL CENTRO NS、神戸 EW、BCJ-L2 波とも大差なく弾性線形に比べ 0.6~0.8 倍に低減し、弾性歪みエネルギーより求める略算値 (0.69 倍) とほぼ一致する。弾塑性非線形に比べると 0.9~1.3 倍に増える。

(2) 各地震波に対する応答変位

EL CENRTO 波・神戸波・BCJ 波における弾性線形・弾性非線形・弾塑性非線形の応答変位を図 4-15 に示す。

弾性非線形の応答変位は EL CENTRO 波の 2.4～2.6 秒、神戸波の 2.6～2.8 秒、BCJ-L2 波の 2.6 秒および 3.6～4.0 秒を除き、線形の応答変位とほぼ同じで、弾塑性非線形が最も小さい。

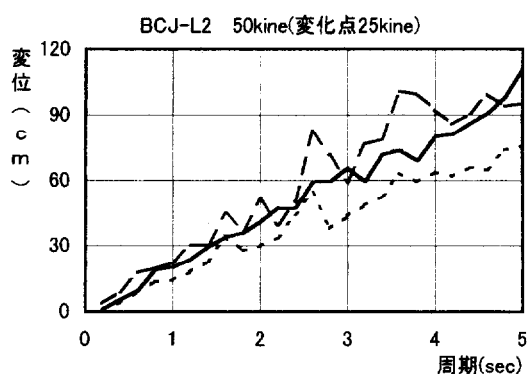
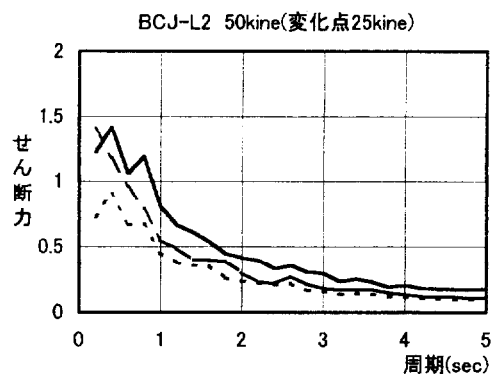
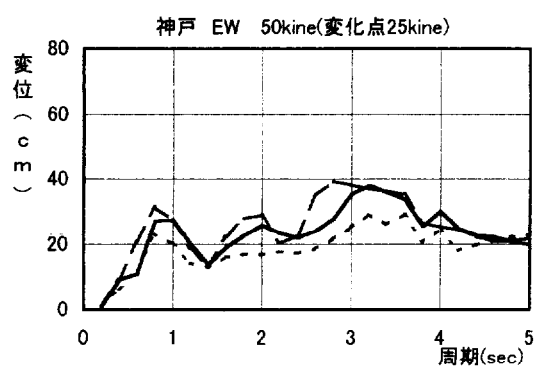
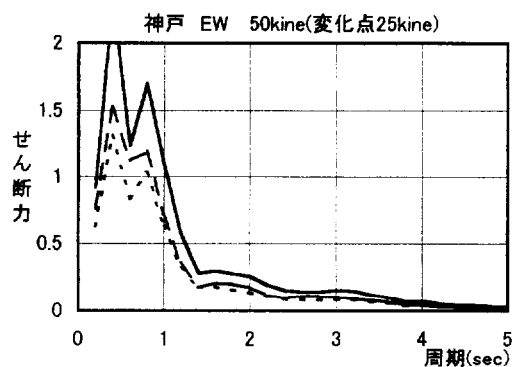
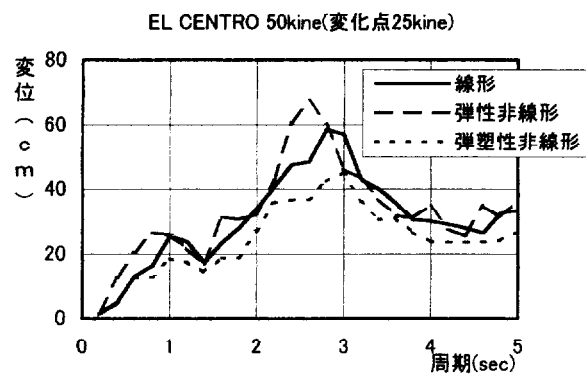
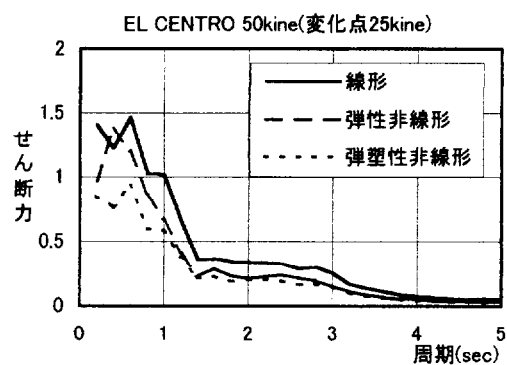
また、弾性線形・弾性非線形・弾塑性非線形とも EL CENTRO 波と神戸波での 3 秒以上では変位が少なくなるが、BCJ-L2 では 3 秒以上でも変位が多くなる傾向が続いている。

EL CENRTO 波・神戸波・BCJ 波における弾性非線形の弾性線形・弾塑性非線形に対する応答変位の増減率を図 4-17 に示す。

弾性非線形の応答変位は線形に比べ、各波とも 1.0 秒以上では 0.9～1.4 倍で、弾性歪みエネルギーより求めた略算値 1.13 倍と大きく変わらない。

また、弾塑性非線形と比べると、各波とも 1.0 秒以上では 1.0～1.8 倍程度である。

以上のことより入力地動 50kine 時には、剛性変化点を 25Kine とした弾性非線形の変位は、EL CENRTO 波・神戸波・BCJ 波における地震波による影響は少なく、短周期を除き線形に対して 0.9～1.4 倍に増加し、弾性歪みエネルギーより求める略算値 (1.13) と大きく変わらない。弾塑性に対しは 1.0～1.8 倍である。



応答せん断力

応答変位

図4-15 各地震波 (50Kine) での応答せん断力と変位

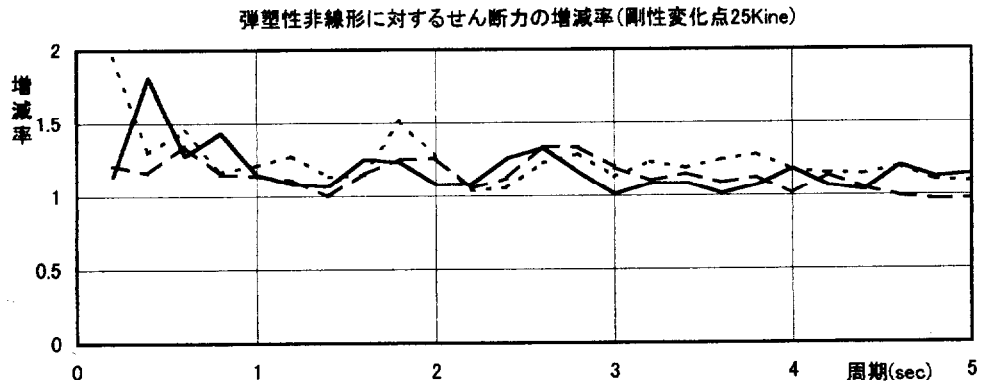
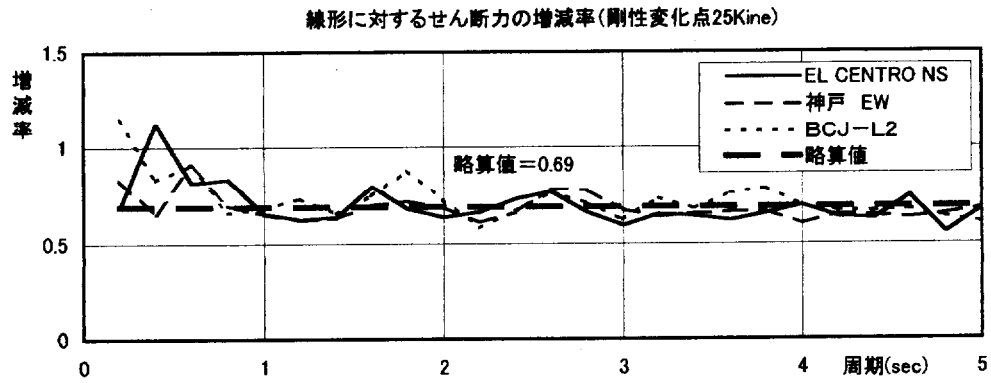


図4-16 各地震波(50Kine)でのせん断力の増減率

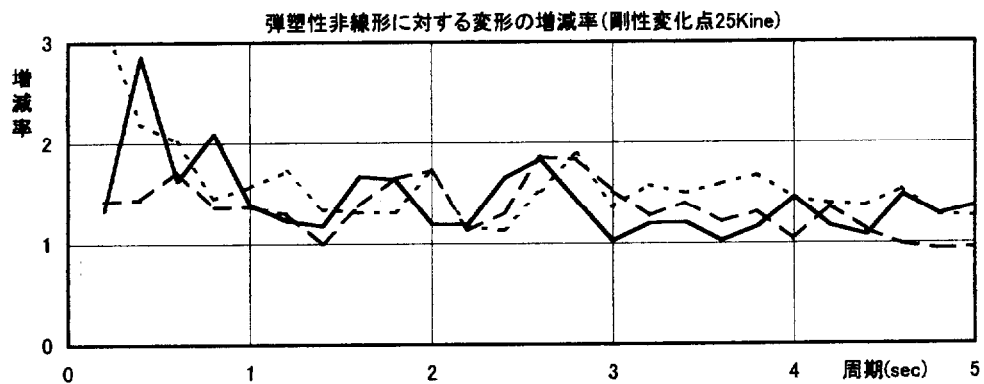
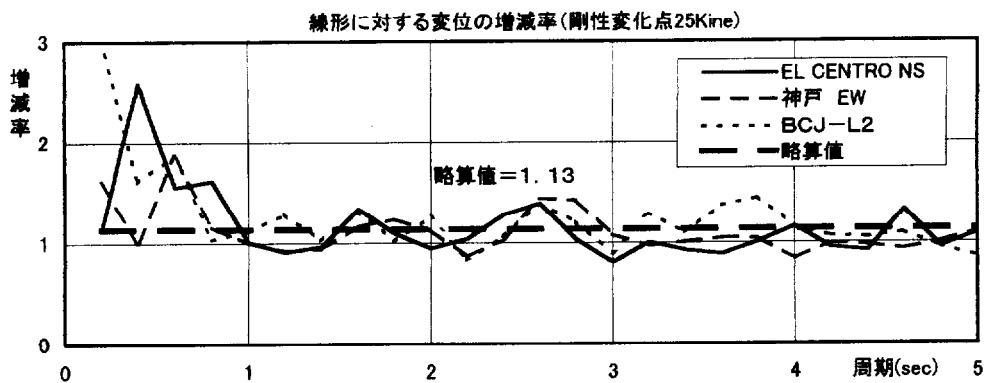


図4-17 各地震波(50Kine)での変位の増減率

(3) 各地震波 (50kine) における弾性歪みエネルギーの比較

剛性変化点を 25Kine とした時の 50Kine 地動における EL CENRTO 波・神戸波・BCJ 波における応答結果の最大せん断力・変位より求めた弾性歪みエネルギーの比較を図 4-18 に示す。

EL CENRTO 波・神戸波・BCJ 波による弾性歪みエネルギーは、それぞれの地震波でピークのである周期帯が大きく異なっている。

EL CENRTO 波では 0.4 秒～1.2 秒と 2.2 秒～3.0 秒の二つのピークがあり、神戸波では 0.4 秒～1.2 秒の比較的短い周期において弾性歪みエネルギーが大きく、BCJ 波では全周期帯でほぼ同じ大きさであり、構造物の固有周期によって、それぞれの地震から受ける弾性歪みエネルギーが大きく違っている。

弾性非線形の弾性線形に対する増減率は 3 波ともほぼ 1.0 に近く、前節「4.2.2 弾性歪みエネルギーによる増減率の推定」で

弾性線形の弾性歪みエネルギー＝弾性非線形の弾性歪みエネルギー
として増減率の算定をしたことの適正性を裏付けている。

弾性非線形の弾塑性非線形に対する増減率は、EL CENRTO 波では 0.8 秒以下と 2.4 秒～2.8 秒で 2 倍～3 倍、それ以外では 1 倍～2 倍である。神戸波では 1.8 秒～2.0 秒と 2.6 秒～2.8 秒で 2.5 倍、それ以外では 1.0 倍～1.5 倍である。BCJ 波では 0.8 秒以上では 2.0 倍前後である。

以上のことより、剛性変化点を 25Kine とした時の 50Kine 地動における EL CENRTO 波・神戸波・BCJ 波によって構造物に生じる弾性歪みエネルギーは、1 秒以上では弾性線形と弾性非線形ではほぼ同じである。このことより弾性非線形の弾性線形に対する応答倍率を略算する際に、弾性歪みエネルギーを等値して求めることは妥当であるといえる。

また、弾性系の弾性歪みエネルギーは、塑性履歴によりエネルギー消費をする弾塑性非線形の 1.0 倍～2.5 倍である。

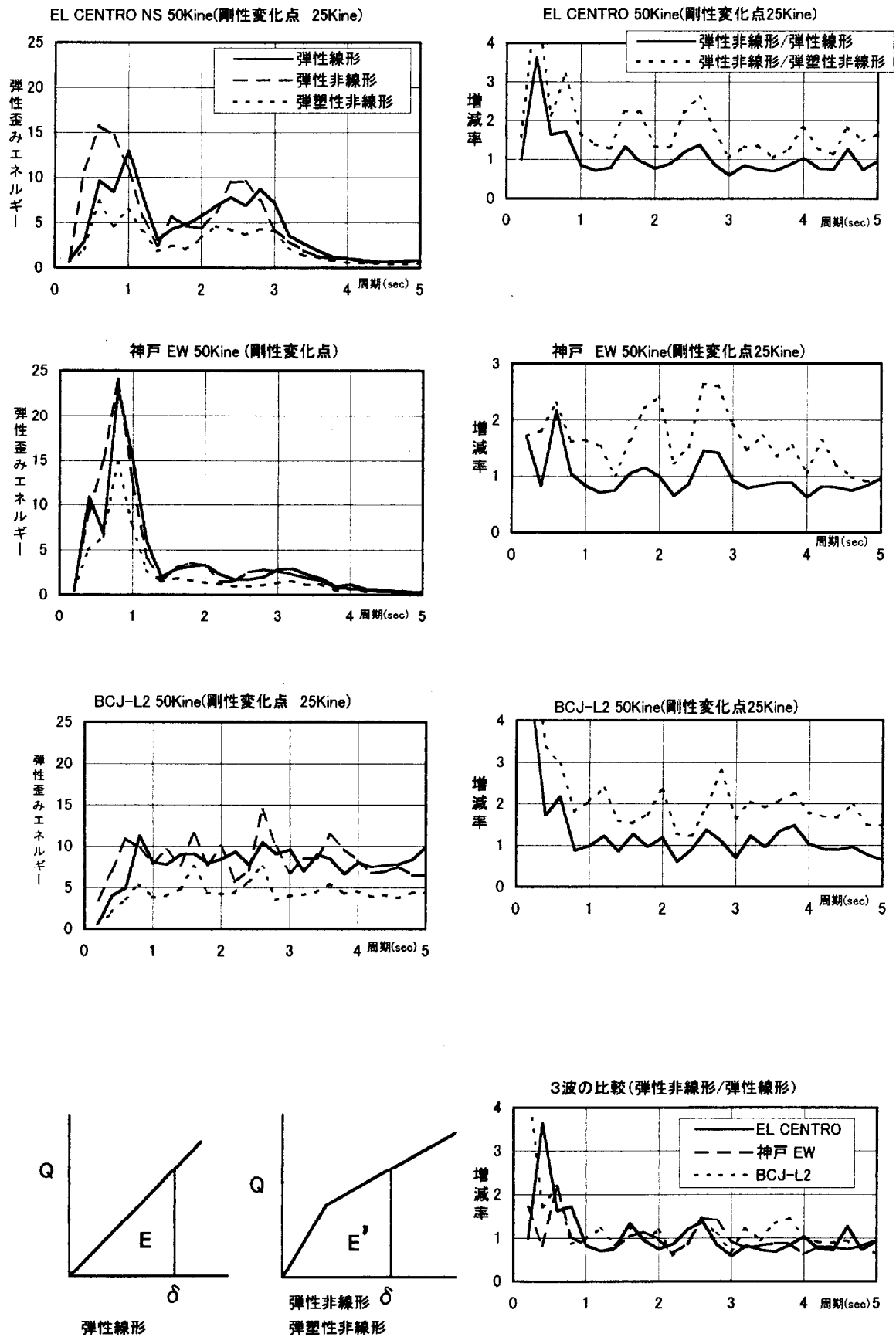


図 4 - 1 8 3 波の弾性歪みエネルギーの比較 (50Kine時)

4. 2. 5 地震動の強さによる影響

地震動の強さによる弾性非線形の応答性状への影響を調べるために EL CENTRO NS、神戸 EW、BCJ-L2 の 3 波の 70Kine クラスおよび 50kine クラスでの時刻歴応答解析による検討を行った。

非線形モデルの剛性変化点はそれぞれの波の 25Kine 時の応答せん断力とし、剛性変化後の 2 次剛性は初期剛性の 30% とした。各タイプとも粘性減衰は剛性比例型とし、減衰常数は 2% とした。

検討に用いた地震波は下記の 3 波で最大地動は神戸波 EW の原波の強さと同じレベルとした。

		50Kine クラス	70Kine クラス
EL CENTRO NS	1940	50Kine (518gal)	70Kine(725gal)
神戸(海洋気象台) EW	1995	50Kine (441gal)	70Kine(617gal)
建築センター BCJ-L2		50Kine (310gal)	70Kine(434gal)

弾性非線形の弾性線形に対する応答倍率の推定値は、前節 4. 2. 2 「弾性歪みエネルギーによる応答倍率の推定」で述べたように、剛性変化点のせん断力・入力地動・剛性の低下率できまり、図 4-20 に入力地動強さと線形に対する応答倍率の推定値を示す。

これらよりせん断力の低下率は入力地動強さが剛性変化点地動強さの 2 倍までは、線形に対する低下率が大きい、3 倍を越えると低下率はほぼ水平になる。

また、変形の増加率は入力地動強さが剛性変化点地動強さの 5 倍を越えると増加率は緩くなるものの増加が続くといえる。

本項では剛性変化点を 25Kine として、入力地動を 50Kine および 70Kine として検討を行うので、

$$n = \frac{\text{入力地動の強さ}}{\text{剛性変化点地動強さ}} = 2.0 \text{ および } 2.8, \alpha = 0.3 \text{ とすると}$$

弾性非線形の弾性線形に対するせん断力の低下率の略算値は 50Kine 時で 0.69 倍、70Kine 時で 0.62 倍、変形の増加率の略算値はそれぞれ 1.13 倍および 1.25 倍と推定される。

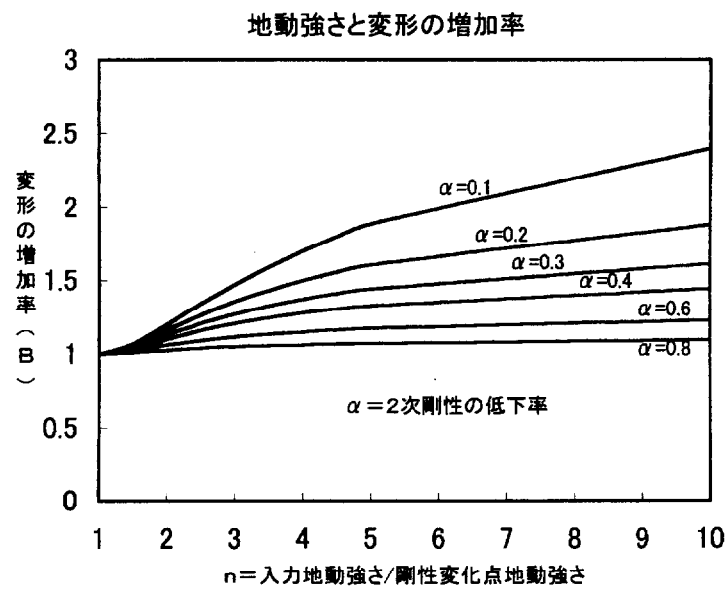
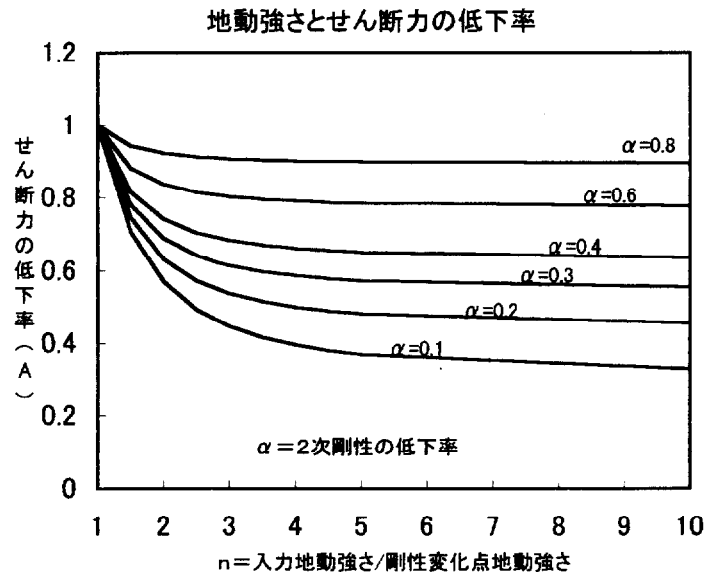


図 4 - 1 9 入力地動強さと線形に対する応答倍率の推定

(1) 地震動の強さとせん断力の増減率

EL CENTRO NS、神戸 EW、BCJ-L2 の3波の 70Kine および 50kine での時刻歴応答解析および弾性歪みエネルギーによる略算による弾性非線形の弾性線形に対するせん断力の低下率を図4-20に示す。

0.8 秒以上では EL CENTRO 波の 1.4 秒と 2.2 秒、神戸波の 1.4 秒と 2.4 秒、BCJ-L2 波の 1.0 秒、3.2 秒および 4.6 秒以上を除き、弾性非線形の弾性線形に対するせん断力の低下率は地動 70Kine の方が地動 50kine の時より多い。

EL CENTRO NS、神戸 EW、BCJ-L2 の3波の平均と略算値 (50Kine 時は低下率=0.69 70Kine 時は低下率=0.62) は、0.8 秒以上ではよく一致している。

以上のことより 0.8 秒以上ではほとんどの周期帯において弾性非線形の弾性線形に対するせん断力の低下率は、地動 70Kine の時の方が地動 50Kine より多く、略算値 (50Kine 時の低下率=0.69 70Kine 時の低下率=0.62) とほぼ一致する。

(2) 地震動の強さと変位の増減率

EL CENTRO NS、神戸 EW、BCJ-L2 の3波の 70Kine および 50kine での時刻歴応答解析と弾性歪みエネルギーによる略算による弾性非線形の弾性線形に対する変位の増加率を図4-21に示す。

EL CENTRO 波では弾性非線形の弾性線形に対する変位の増加率は 0.4 秒で 50Kine 時が大きく、1.4 秒と 2.2 秒で 70Kine 時が大きいがその他の周期ではほぼ同じである。

神戸波では 0.6 秒、1.4 秒と 2.4 秒で 70Kine 時の増加率が大きいがその他の周期ではほぼ同じである。

また、BCJ 波では 0.2 秒、0.6 秒、1.0 秒、3.2 秒、4.6 秒で 70Kine 時の増加率が大きいがその他の周期ではほぼ同じである。

EL CENTRO 波、神戸波、BCJ 波3波の平均では 0.8 秒以上で 50Kine 時の増加率は 2.6 秒を除き略算値 1.13 に近いが、70Kine 時では略算値の 1.25 よりやや小さい。

以上のことより弾性非線形の弾性線形に対する変位の増減率は、EL CENTRO 波、神戸波では 3.0 秒以上で、BCJ 波では 1.0 ~3.0 秒で 50Kine と 70Kine との違いは少ない。50Kine の時の増加率は 2.6 秒を除き略算値 1.13 に近いが、70Kine は算値 1.25 よりやや小さい。

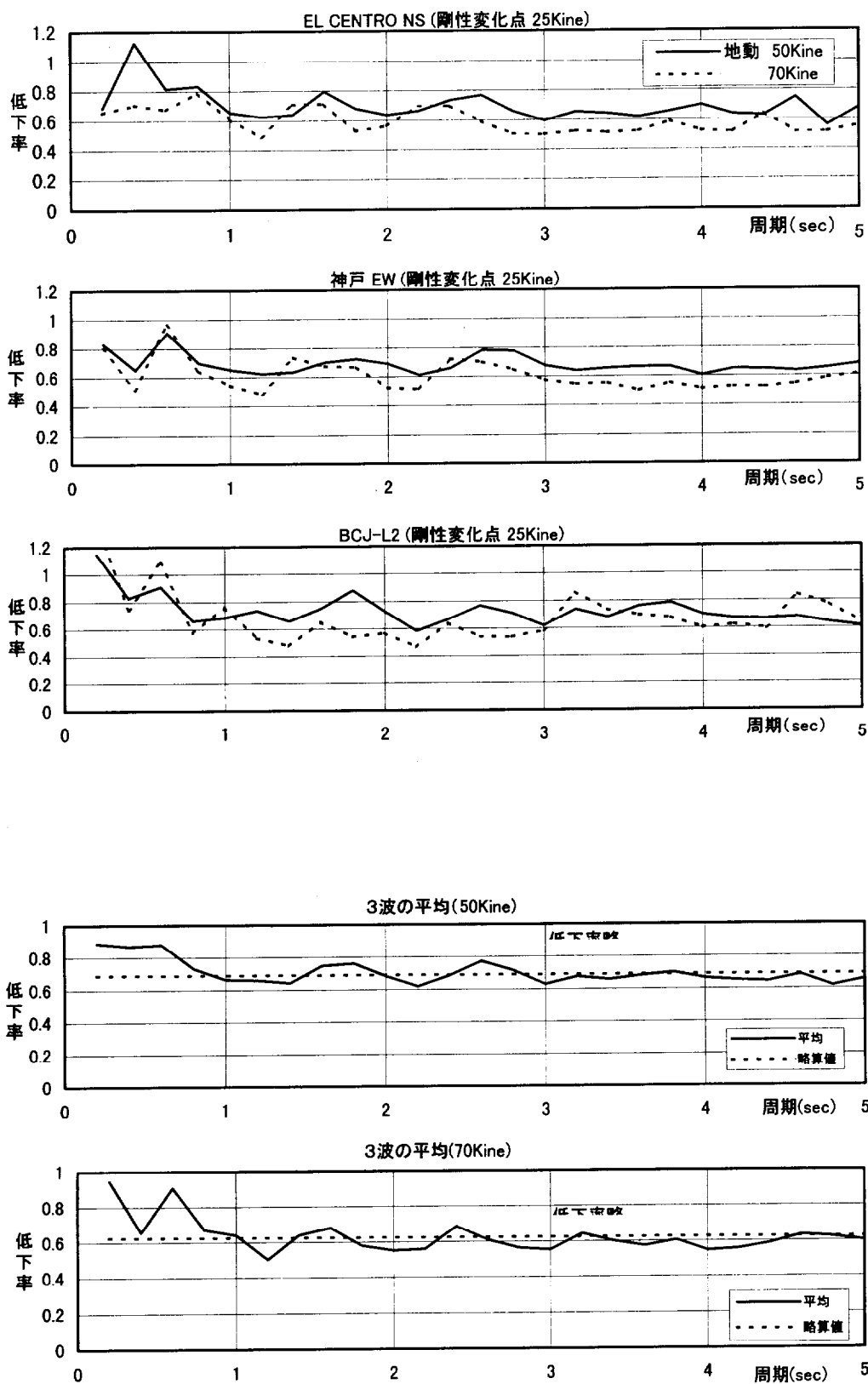


図4-20 地動の強さとせん断力の増減率（弾性非線型/弾性線形）

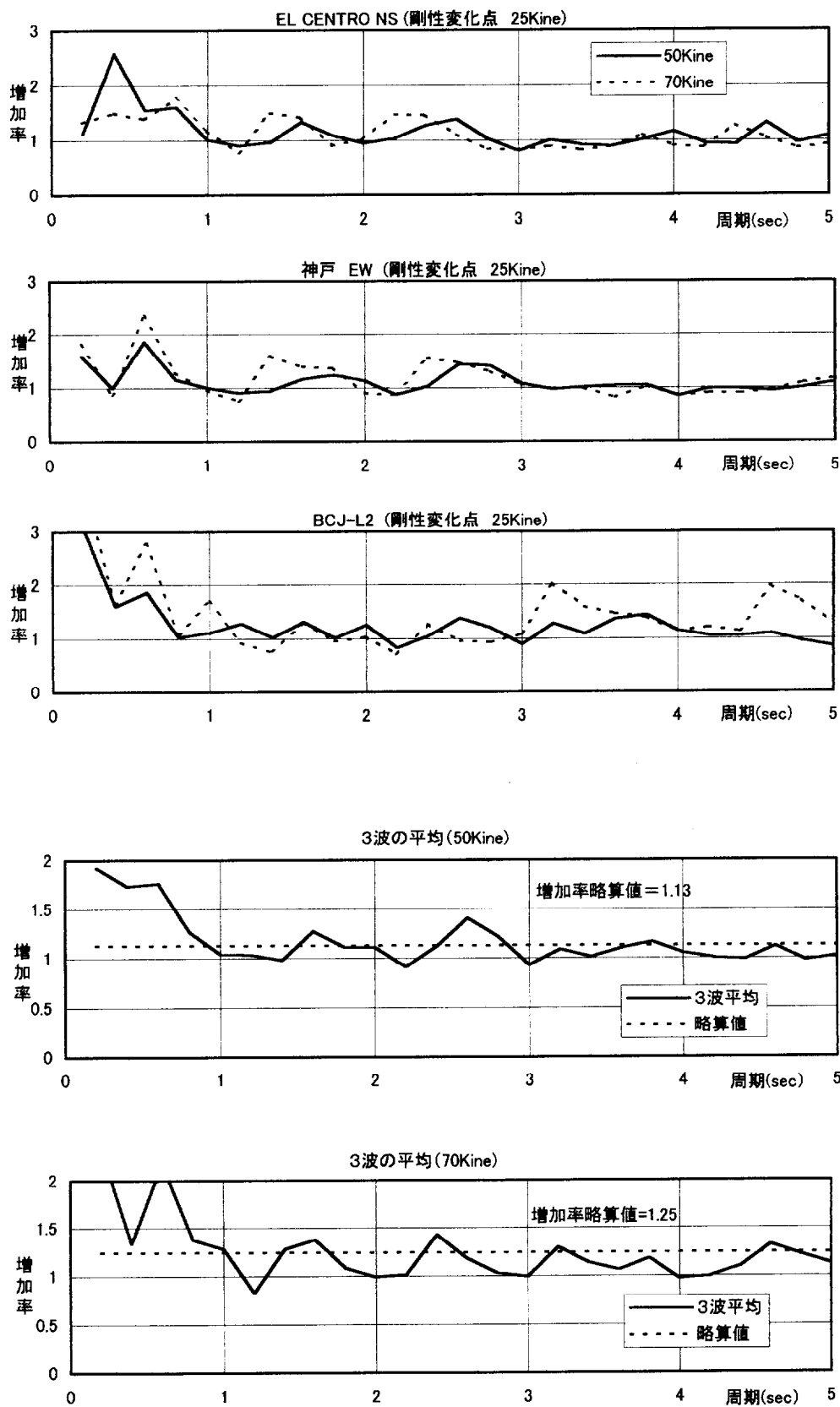


図 4 - 2 1 地動の強さと変位の増減率 (弾性非線型/弾性線形)

(3) 第2ステップへの70Kine,50Kineでの進入度 (β)

EL CENTRO NS、神戸 EW、BCJ-L2 の3波の70Kine および 50kine における第2ステップへの進入度 (β) を図4-23に示す。

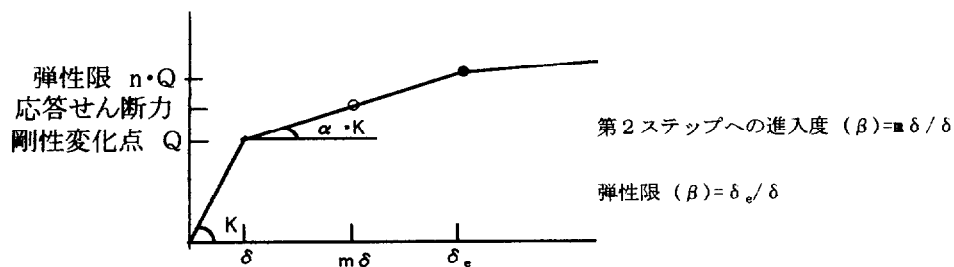
弾性限 (β_y) は弾性線形時の50Kine 応答時のせん断力を線形非線形の弾性限とした時の変形を剛性変化点の変位で除した値で、図4-22に示すように算出した。

50Kine 時における進入度 (β) は、1.0 秒では3波とも略算値 (進入度 $\beta = 2.26$) に近いが、70Kine 時では地震波によって大きくなるピークがあり略算値 (進入度 $\beta = 3.5$) と外れる周期帯がある。

70Kine 時の EL CENTRO NS、神戸 EW 波では2.6 秒以前にピークがあり1.4 秒および2.4 秒付近で70Kine 時に弾性限 ($\beta_y = 4.3$) に近くなるが2.8 秒以上では3.0 前後で裕度がある。BCJ 波の3.0 秒以下では略算値 (進入度 $\beta = 3.5$) を下まわり裕度があるが、3.2 秒では大きくなり3.2 秒と4.6 秒にピークがあり弾性限 ($\beta_y = 4.3$) をこえる。

3波の1.0 秒以上での平均値で見ると、50Kine では略算値 (進入度 $\beta = 2.25$) に近く、70Kine では略算値 (進入度 $\beta = 3.5$) より少し小さめである。

以上のことより50Kine では地震波による違いは少ないが、70Kine になると第2ステップへの進入度が大きくなる周期帯が地震波によって顕著になる。50Kine では略算値2.26 に各波とも近いが、70Kine では周期によっては略算値3.5 との違いが大きくなる。



弾性限 (β) は下式の関係となる

$$K = Q / \delta, \quad \alpha \cdot K = (n \cdot Q - Q) / (\delta_e - \delta) \text{ より}$$

$$\text{弾性限 } (\beta) = \delta_e / \delta = 1 + (n-1) / \alpha \quad \alpha = 0.3, n \cdot Q = 50\text{Kine} / 25\text{Kine} = 2.0 \text{ の時は}$$

$$\text{弾性限 } (\beta) = 4.33$$

図4-22 弾性限 (β)

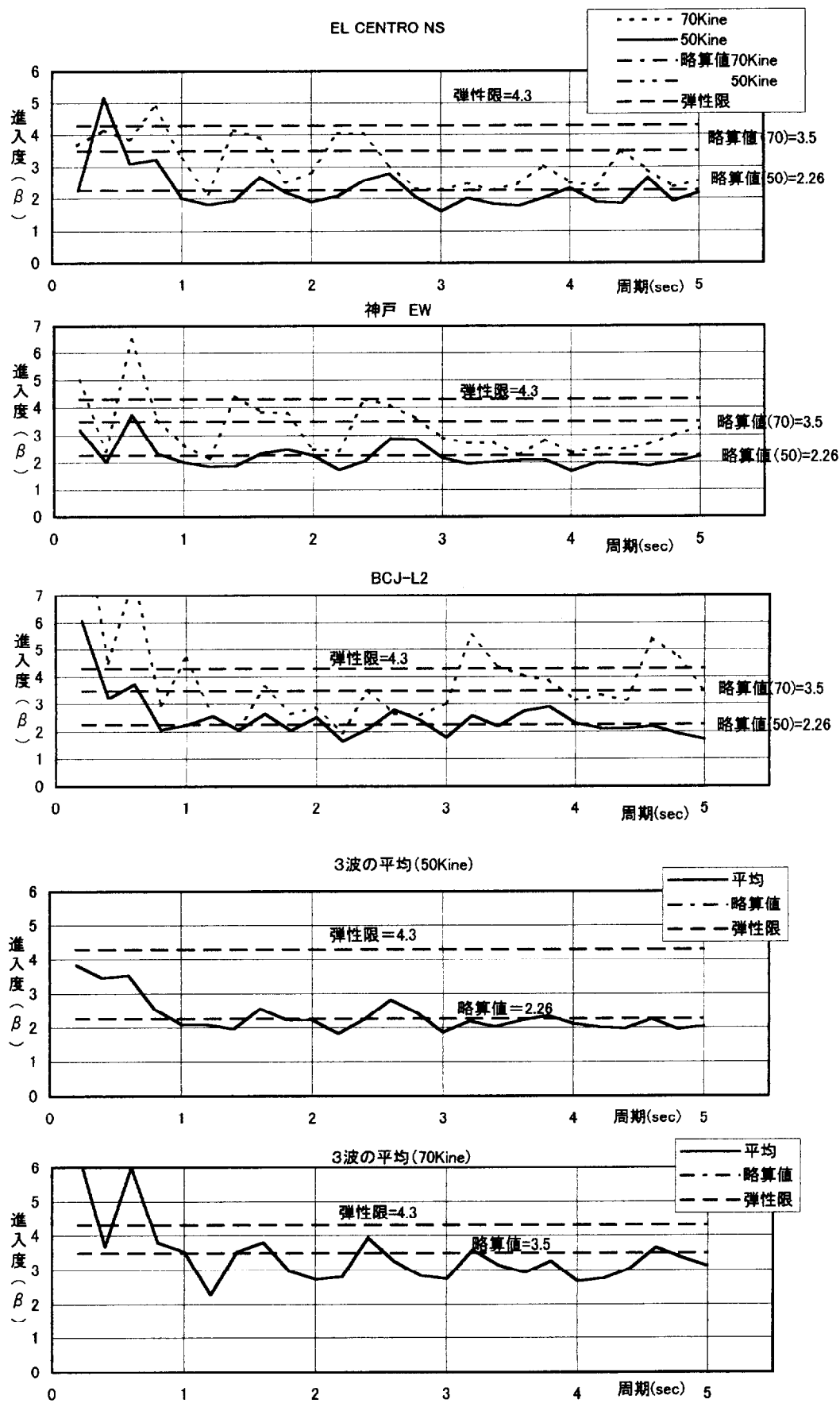


図4-23 地動強さと第2ステップへの70、50Kineでの進入度 (β)

(4) 地震動の強さと弾性歪みエネルギー

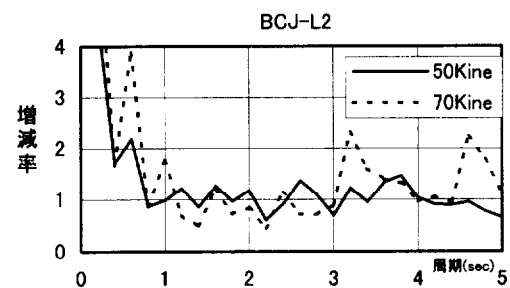
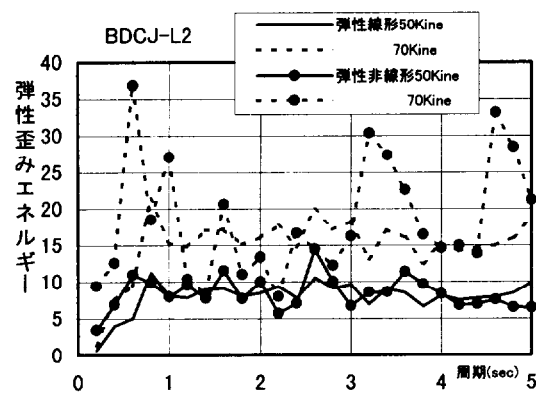
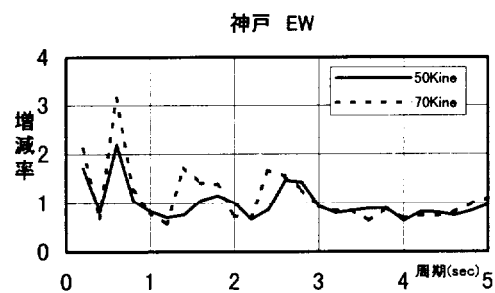
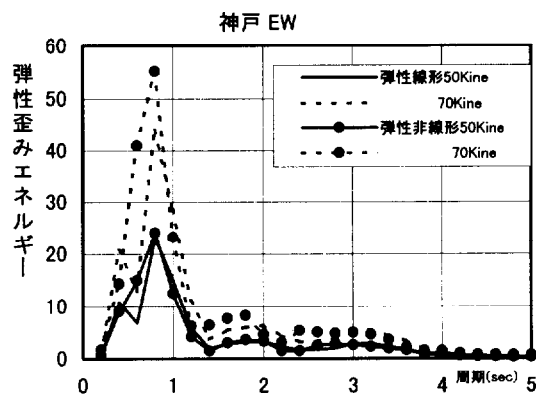
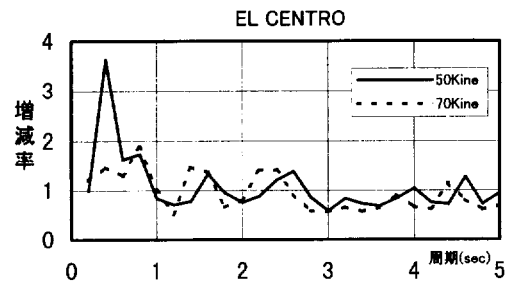
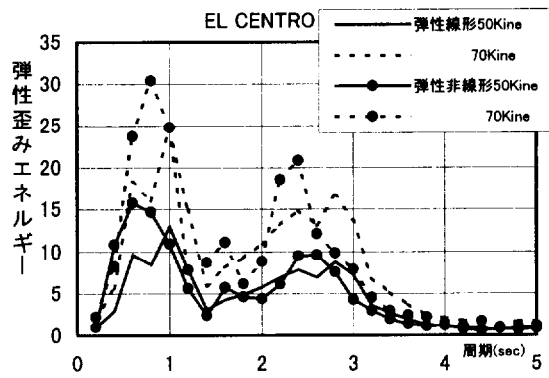
EL CENTRO NS、神戸 EW、BCJ-L2 の 3 波の 50Kine および 70kine における剛性変化点を 25Kine とした応答の最大弾性歪みエネルギーおよび弾性非線形の弾性線形に対する増減率を図 4-24 に示す。

EL CENTRO 波と神戸波の 1 秒以上では、50Kine および 70kine とともに弾性線形と弾性非線形の弾性歪みエネルギーはほぼ同じであるが、弾性非線形の弾性線形に対する増減率において 70Kine のピークが 50Kine の時のピークより短い周期で生じているのは、70Kine の方が 50Kine より短い周期で弾性非線形は第 2 ステップに入り周期が長くなって、弾性非線形で生じるピークに当たるからであろう。

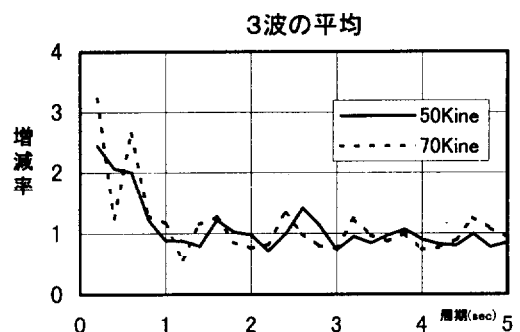
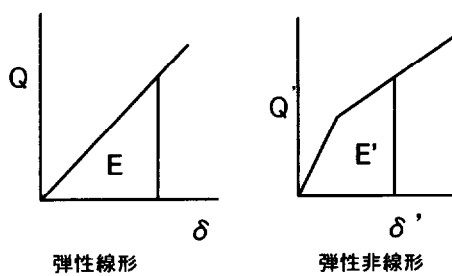
BCJ 波においては、50Kine では弾性線形と弾性非線形の弾性歪みエネルギーはほぼ同じである。70kine では 3.2 秒～3.4 秒と 4.6～4.8 秒では弾性非線形の弾性歪みエネルギーは弾性線形の 2 倍近くなるが、そのほかの周期帯ではほぼ同じである。

弾性非線形の弾性線形に対する弾性歪みエネルギーの増減率における 3 波の平均値は、0.8 秒以上では、50Kine でも 70Kine でもほぼ 1.0 前後であり、地震動の強さによって弾性線形と弾性非線形との弾性歪みエネルギーの差異はないといえる。

以上のことより剛性変化点を 25Kine とした時の EL CENTRO NS、神戸 EW、BCJ-L2 の 3 波の 50Kine および 70kine では、弾性線形に対する弾性非線形の弾性歪みエネルギーの増減率における 3 波の平均値は入力地震動の大きさに関わらずほぼ同じであり、弾性非線形の弾性線形に対する応答倍率を略算する時に弾性歪みエネルギーを等値として算出することは妥当といえる。



弾性歪みエネルギー



弾性非線形(E')/弾性線形(E)

図4-24 地動の強さと弾性歪みエネルギー

4. 3 4 質点モデルにおける検討

地震時に建物に生じるせん断力がある程度の大きさに達したとき下層部のみ剛性が変化する場合、建物の地震応答がどの程度低減されるかを把握するために、4 質点モデルの第 1 層目の剛性だけを弾性線形・弾性非線形および弾塑性非線形、2 層目以上は弾性線形の復元力特性とした 3 ケースのモデルについて検討を行った。

検討項目としては以下の 5 項目である。

- 1) せん断力
- 2) 全体変位
- 3) 層間変位
- 4) 第 2 ステップへの進入度
- 5) 弾性歪みエネルギー

4. 3. 1 4 質点モデルの設定

モデルは 4 質点せん断型モデルとし、図 4-25 に示すように質量は各質点とも同じく 1.0ton とし、質点間にはせん断バネで連結されている。バネ剛性は最上層を 1.0 とし、3 層目を 1.5、2 層目を 2.0、最下層を 3.5 とする。

非線形のモデルは最下層のみ剛性変化点に達した後は初期剛性の 30% に剛性が低下する。

固有周期は 0.2 秒から 2.0 秒までの間は 0.2 秒ピッチで、2.0 秒から 5.0 秒までの間を 0.5 秒ピッチで設定する。

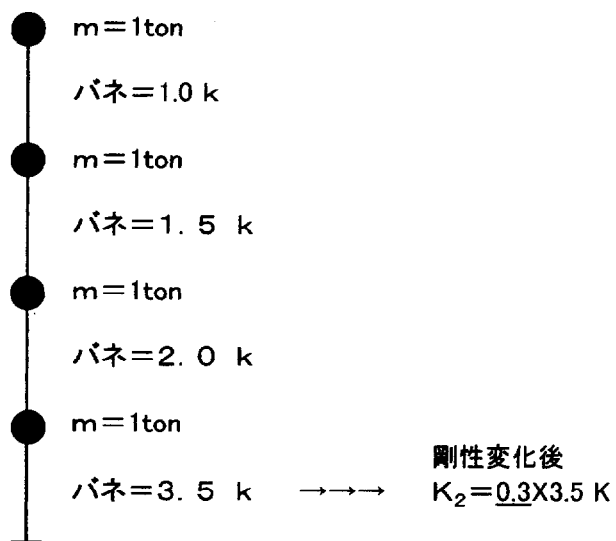
非線形のモデルは弾性非線形と弾塑性非線形の 2 タイプとし、剛性変化点をそれぞれの周期・地震波の 2.5 Kine 時応答せん断力とする。

各モデルとも粘性減衰は剛性比例型とし、減衰定数を 2 % とする。

検討に用いた地震波は下記の 2 波で最大地動を 7.0 Kine とする。

EL CENTRUO	NS 1940	70Kine(725gal)
神戸(海洋気象台)	EW 1995	70Kine(617gal)

4質点せん断バネモデルの設定



周期	0.2秒	0.4秒	0.6秒	0.8秒	1.0秒	1.2秒	1.4秒	1.6秒
k(ton/cm)	3.96	0.99	0.44	0.2475	0.1584	0.11	0.0808	0.06188

周期	1.8秒	2.0秒	2.5秒	3.0秒	3.5秒	4.0秒	4.5秒	5.0秒
k(ton/cm)	0.04889	0.0396	0.02534	0.0176	0.01293	0.0099	0.00782	0.00634

剛性変化をする第1層のバネの設定

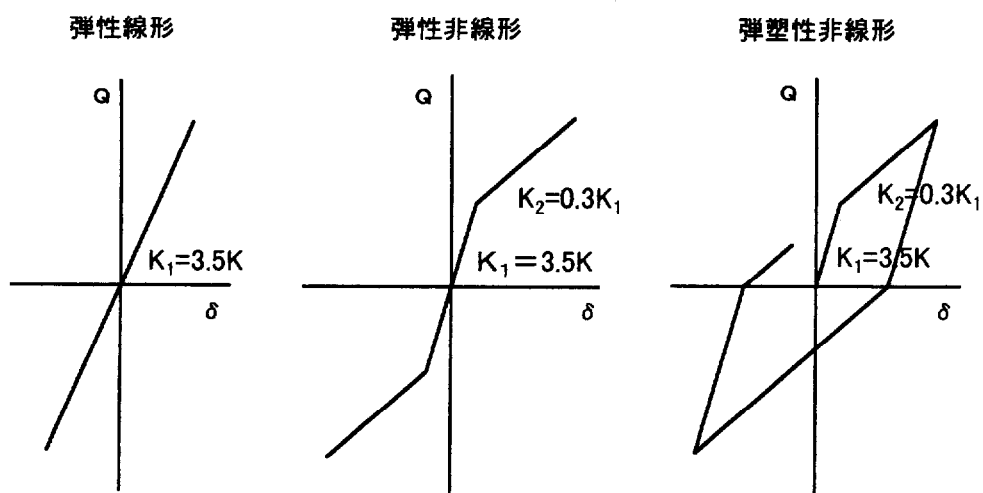


図4-25 4質点モデルの設定

4. 3. 2 応答せん断力

(1) 各周期での応答せん断力

4 質点モデルにおける第 1 層の復元力が弾性線形・弾性非線形・弾塑性非線形のときの周期別の 応答せん断力を図 4-26 に EL CENTRO 波、図 4-27 に神戸波を示す。

弾性非線形・弾塑性非線形の応答せん断力は、EL CENTRO 波、神戸波の両波において、剛性変化が生じる第 1 層だけでなく全層にわたって、ほとんどの周期帯で弾性線形より小さく、弾性非線形は弾性線形と弾塑性非線形の間中間的な応答せん断力となる。

弾性非線形は最上層では弾性線形に近く、最下層では弾塑性非線形に近い値を示す傾向にある。

EL CENTRO 波では 1.6 秒、2.5 秒、4.5 秒において弾性線形と弾性非線形の応答せん断力が最上層ではほぼ同じであるが、他の周期帯では弾性非線形が小さい。

神戸波では 1.2~1.6 秒、および 4.0 秒において弾性線形と弾性非線形の応答せん断力が最上層ではほぼ同じである。

これらより以下のことがいえる。

4 質点モデルの周期が 1.0 秒~5.0 秒において、剛性変化点を 25Kine 時の応答せん断力として最下層の剛性が初期剛性の 30%に低下する非線形の 70Kine 時の応答せん断力は、ほとんどの周期帯において弾性線形に比べて弾性非線形・弾塑性非線形とも全層において小さい。また弾塑性非線形は弾性非線形より応答せん断力が小さい。

(2) 各層の応答せん断力

4 質点モデルの第 1 層の復元力が弾性線形・弾性非線形・弾塑性非線形のときの EL CENTRO 波および神戸波における各層の応答せん断力を図 4-28 に示す。

EL CENTRO 波では最上層の弾性非線形のせん断力は、3 秒で弾性線形より小さいが、他の周期帯では同程度かやや小さい程度である。弾塑性非線形は 1.0 秒～2.5 秒で弾性非線形より小さいが、3 秒以上ではほぼ同じである。

第 3 層の弾性非線形のせん断力は、1.8 秒～3.0 秒で弾性線形より小さいが、他の周期帯ではやや小さい程度である。

弾塑性非線形は 1.0 秒～2.5 秒で弾性非線形より小さいが、3 秒以上ではほぼ同じかやや小さいである。

第 2 層のせん断力は、全周期帯で弾性線形が大きく、弾性非線形は 1.0 秒～2.5 秒で弾性線形と弾塑性非線形との中間値であるが、3 秒以上では弾塑性非線形とほぼ同じである。

第 1 層のせん断力は第 2 層と同じ状況であるが、1.6 秒を除き弾性非線形は上層よりもさらに弾塑性非線形に近い値である。

神戸波では最上層のせん断力は弾性線形・弾性非線形・弾塑性非線形ともほぼ同じ程度である。

第 3 層の弾性非線形のせん断力は、1.6 秒までは弾性線形と同じであるが、8 秒以上では小さくなる。

弾塑性非線形は 1.4 秒までは弾性非線形と同じであるが 1.6 秒以上では小さくなる。第 2 層の弾性非線形のせん断力は 1.6 秒で弾性線形に近く、2.5 秒で弾塑性非線形に近いが、それ以外の周期帯では両者の中間か弾塑性非線形に近い値である。

第 1 層の弾性非線形は 1.6 秒を除いて弾塑性非線形に近い値である。

これらより以下のことがいえる。

4 質点モデルにおいて最下層の剛性のみが初期剛性の 30%に低下する弾性非線形モデルは、最上層では弾性線形とほぼ同じであるが、剛性が変化する最下層では 2～3 秒以上の周期帯で弾塑性非線形に近く、弾性線形より大幅に小さい。2, 3 層ではその中間である。

(3) 復元力特性によるせん断力の増減率の比較

弾性線形および弾塑性非線形に対する弾性非線形の応答せん断力の増減率を比較し、復元力特性による各層の応答せん断力の増減率を検討する。

弾性線形に対する弾性非線形の応答せん断力の増減率に関しては、図4-29に示す如く EL CENTRO 波において、最上層では大差はなく 0.75 倍～1.05 倍、最下層では 0.55 倍～0.9 倍と低下が多く、第2層・第3層ではその間にある。すなわち剛性変化が生じる最下層の低減効果が多く、上層へ行くに従い低減効果が少ないことを示している。

全体の増減率は 0.55～1.05 倍である。神戸波においても、最上階で 0.8 倍～1.0 倍と大差なく、最下階では 0.55 倍～0.95 倍と低下が多く第2層・第3層ではその間にある。

1.2 秒と 1.6 秒を除いて、ほぼ全周期において最下層の低減効果が多く、上層へ行くに従い低減効果が少ないことを示している。全体の増減率は 0.55～1.05 倍である。

弾塑性非線形に対する弾性非線形の応答せん断力の増減率に関しては図4-30に示す如く EL CENTRO 波において、2.5 秒以下では最下層が小さく 1.0 倍～1.4 倍で、3層目が 1.2 倍～1.7 倍で最も大きい。

3 秒以上では2層目が 0.9 倍～1.1 倍で最も小さく、4層目が 1.1 倍～1.4 倍で最も大きい。全体の増減率は 0.9 倍～1.65 倍である。

神戸波においては、1.4 秒～3.5 秒では最上層が小さく 1.05 倍～1.2 倍で、4 秒以上では最下層が最も小さく、1.0～0.9 倍と弾塑性非線形を下回る。全体の増減率は 0.9 倍～1.65 倍である。

これらより以下のことがいえる。

応答せん断力における弾性非線形の弾性線形に対しての低減効果は剛性変化が生じる最下層が最も大きく 0.55～0.95 倍で、上層に行くにつれて 0.75～1.05 倍と低減効果が少なくなる。弾塑性非線形に対する増減率は 0.8 秒以上で 0.9～1.65 倍程度であり、各層および周期さらに地震波でのばらつきがある。

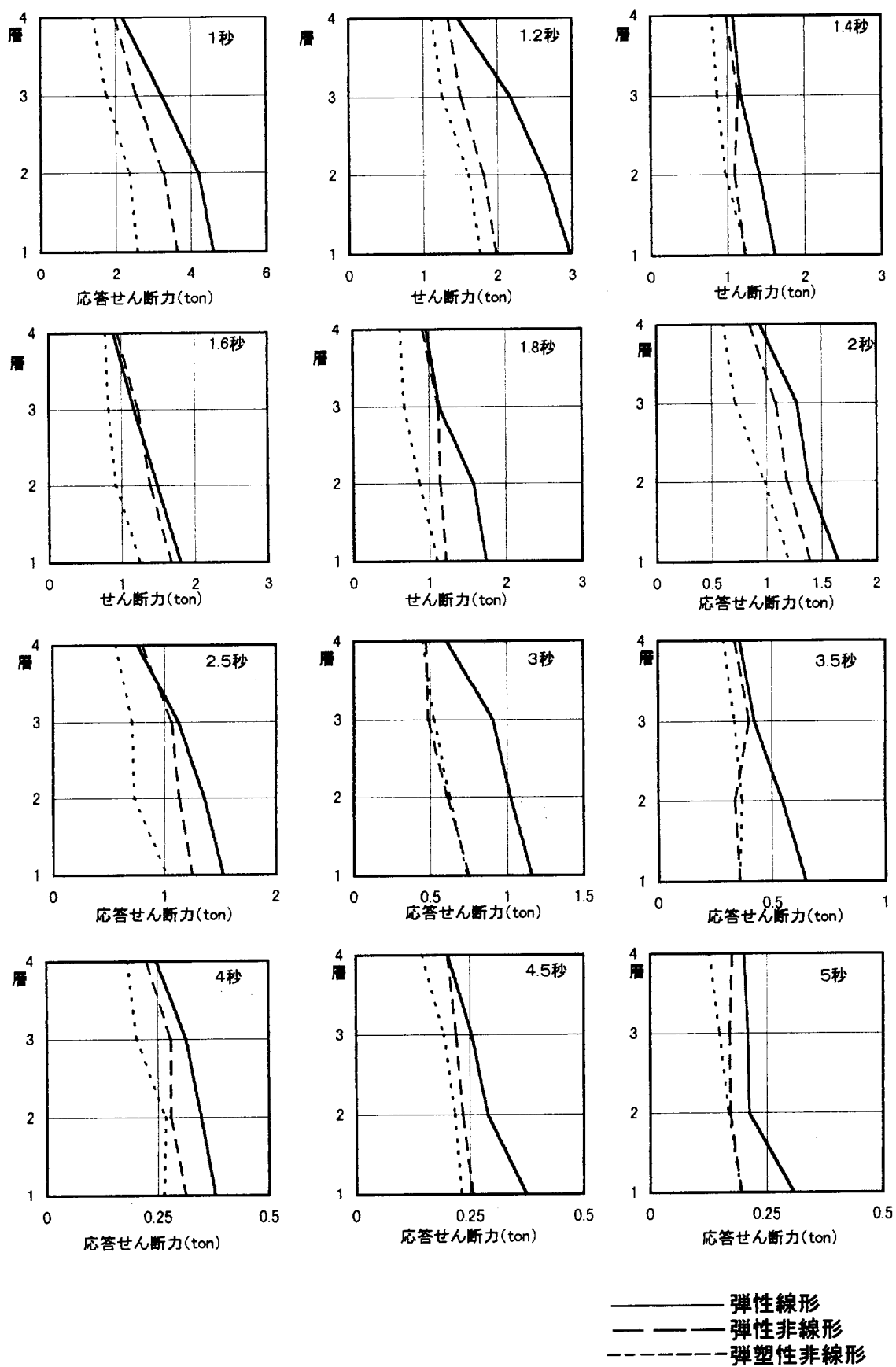


図 4-26 EL CENTRO NS 70Kine における周期別応答せん断力の比較

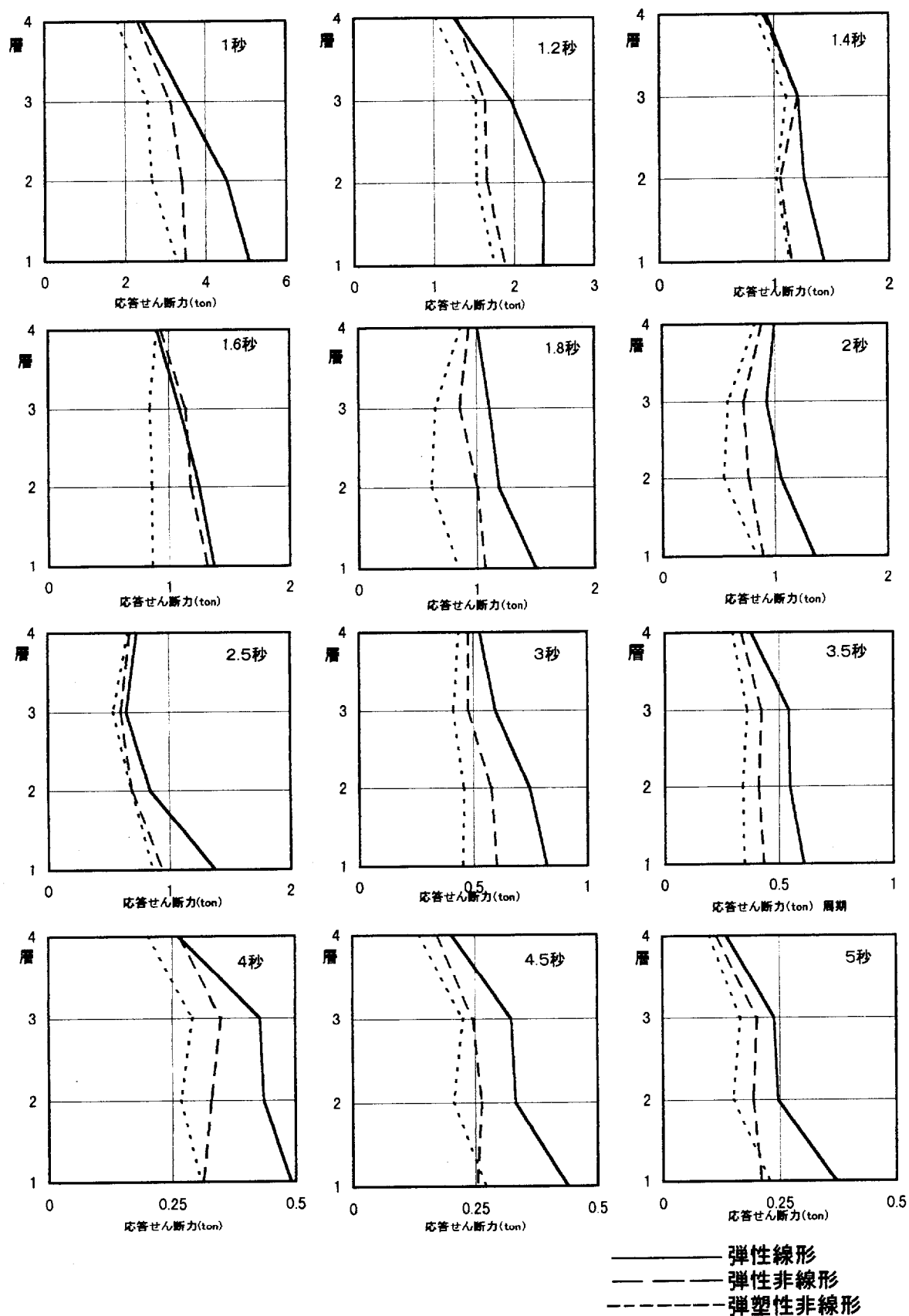
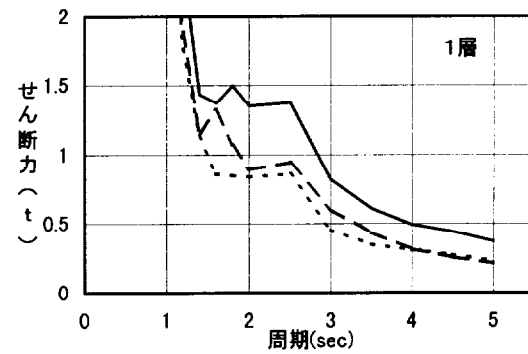
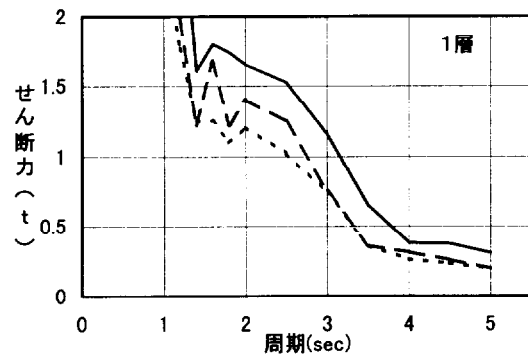
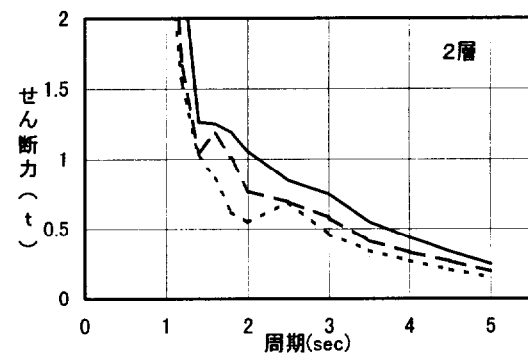
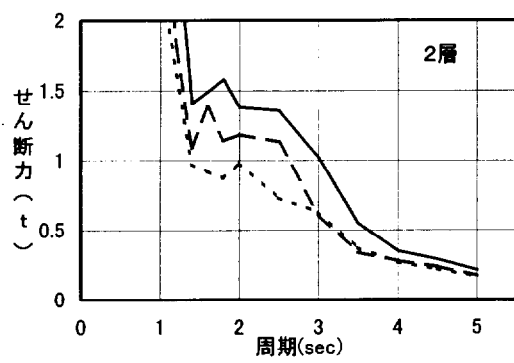
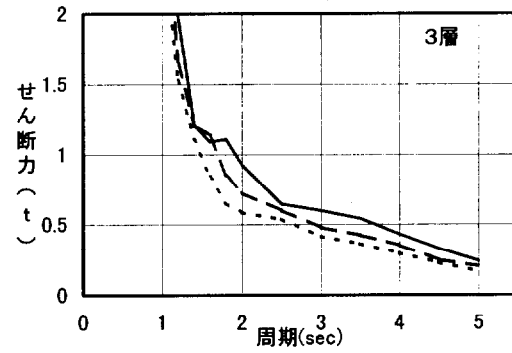
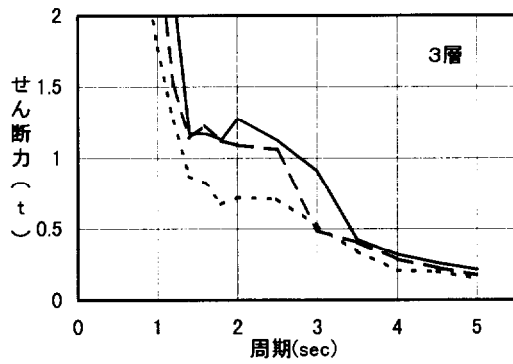
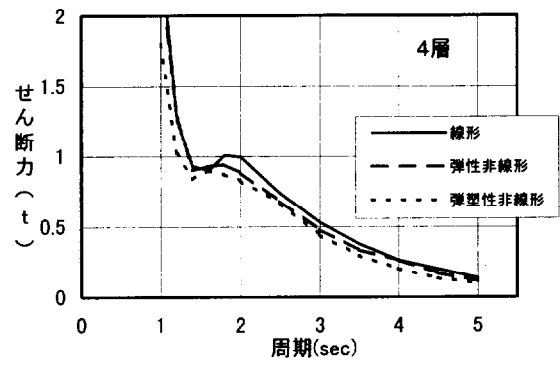
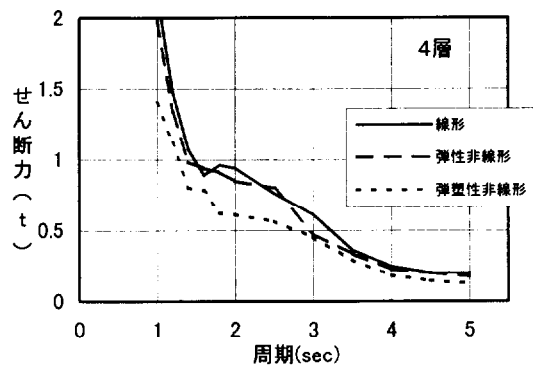


図4-27神戸 EW 70Kine における周期別応答せん断力の比較



EL CENTRO NS 70kine

神戸 EW 70kine

図 4 - 2 8 各層の応答せん断力の比較

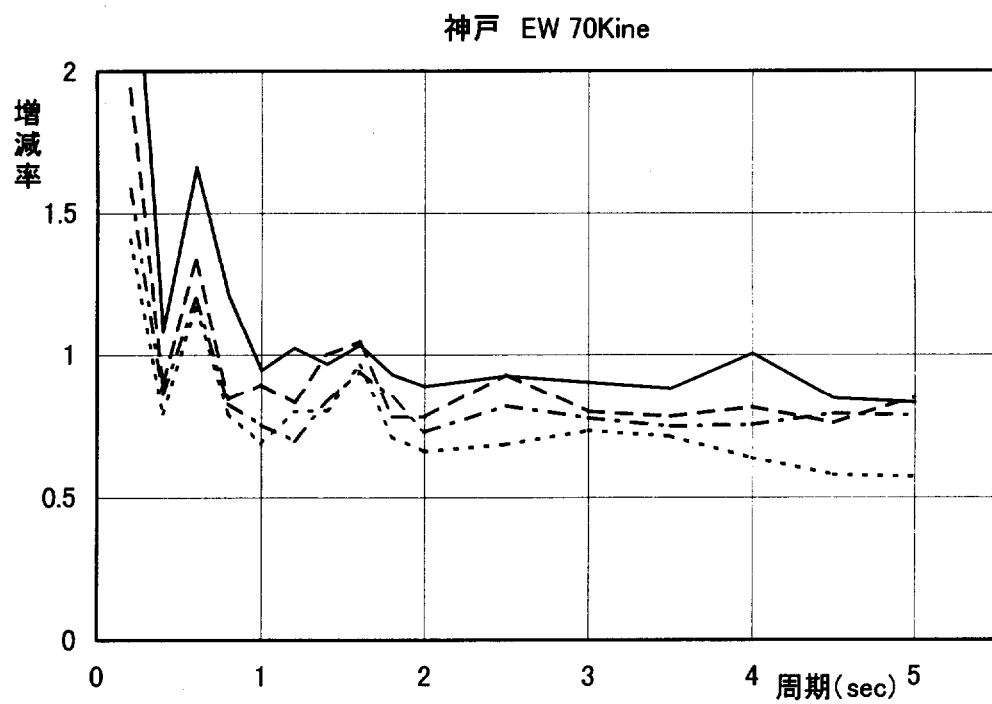
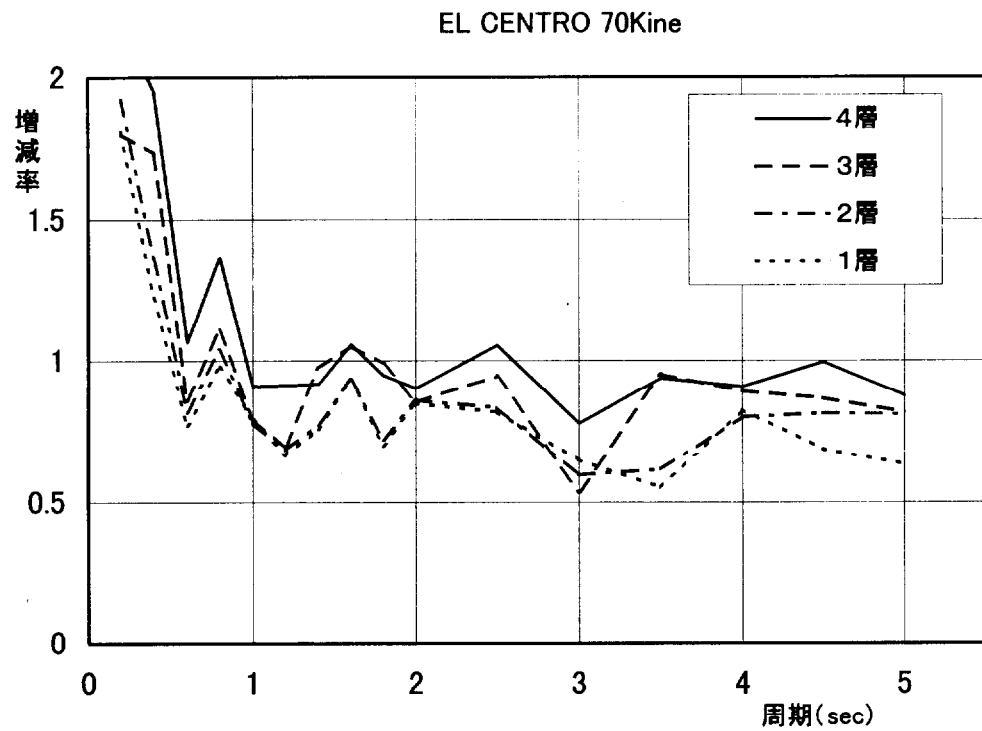


図4-29 層毎のせん断力の増減率（弾性非線形/弾性線形）

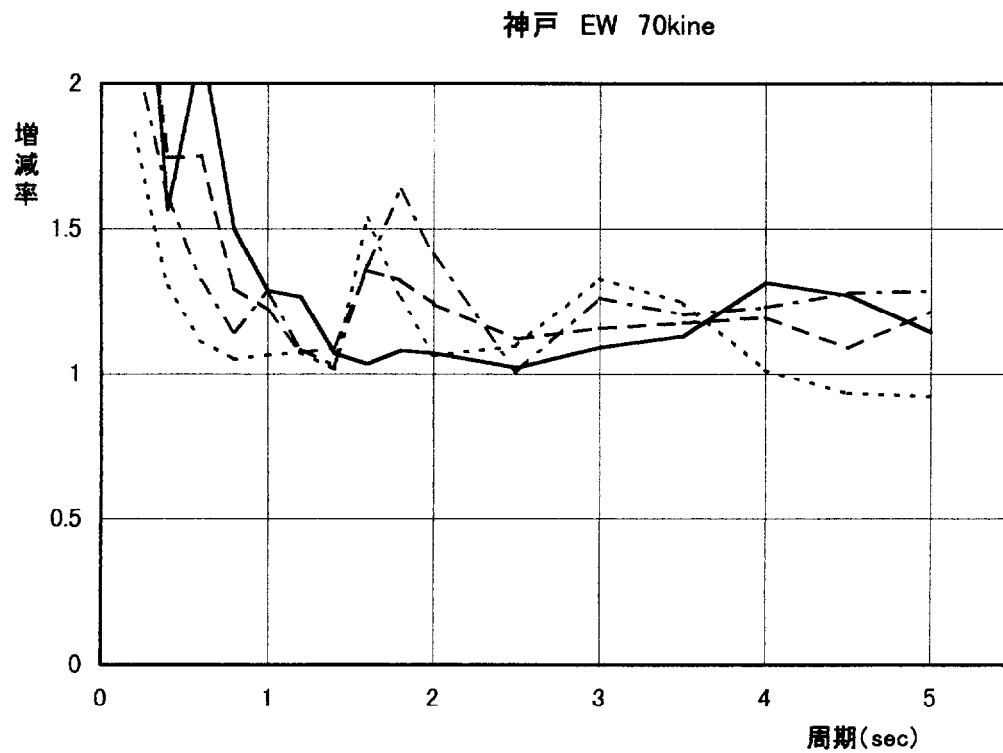
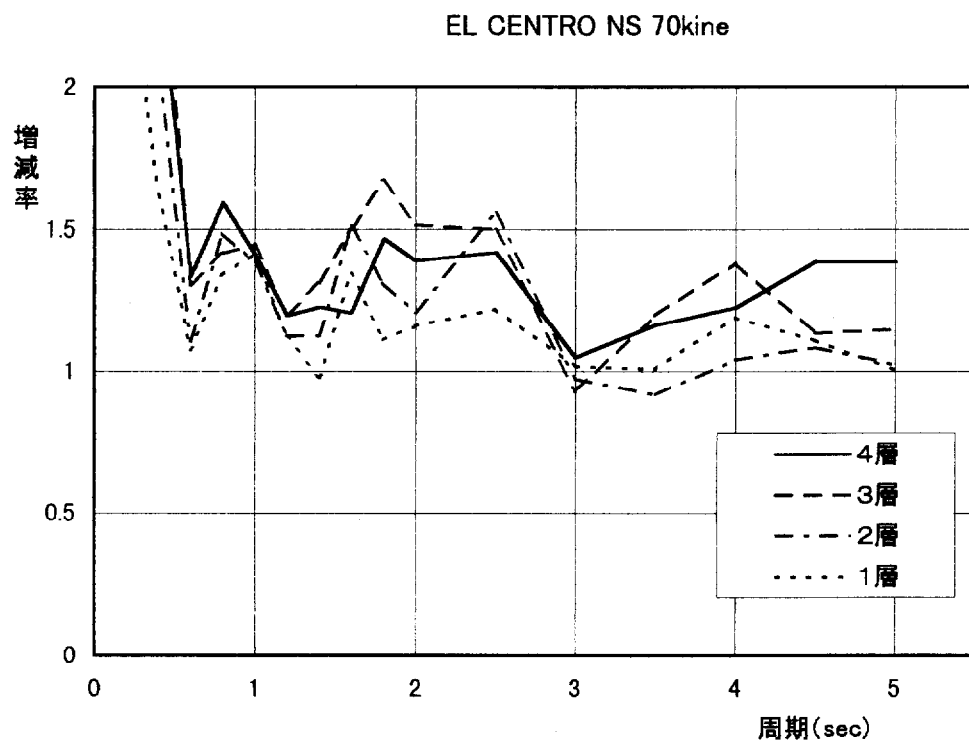


図 4-30 層毎のせん断力の増減率 (弾性非線形/弾塑性非線形)

4. 3. 3 応答変位

(1) 各周期での全体変位

4 質点モデルにおける第 1 層の復元力が弾性線形・弾性非線形・弾塑性非線形について周期別の全体変位の ELCENTRO 波における応答値を図 4-31 に、神戸波における応答値を図 4-32 に示す。

ELCENTRO 波においては、最上層の変位は、全周期帯において弾塑性非線形が最も小さく、1.2 秒～2.5 秒では弾性非線形が、3.0 秒以上では弾性線形が最も大きい。

剛性変化をする最下層の変位は、全周期帯において弾性線形が最も小さく、次が弾塑性非線形で、弾性非線形が最も大きい。

1.2 秒～2.5 秒において全層に亘って弾性非線形の変位が最も大きい。

神戸波においては、最上層の変位は、1.2 秒を除いて弾塑性非線形が最も小さく、2.0 秒～2.5 秒と 4.0 秒～5.0 秒では弾性線形が最も大きい。

剛性の変化する最下層の変位は、ELCENTRO 波と同様、弾性線形が最も小さく、弾性非線形が最も大きい。

1.2 秒～1.8 秒において全層に亘って弾性非線形の変位が最も大きい。

これらより以下のことがいえる。

揺れの最も大きな最上層の変位に着目すると、周期が 1.0 秒～2.5 秒では弾性非線形の変位が大きいですが、ELCENTRO 波の 3.0 秒以上と神戸波の 4.0 秒以上で弾性線形の方が大きな変位となる。

また弾塑性非線形は全周期帯で最上層の変位が最も小さい。

(2) 各層の全体変位

4 質点モデルの第 1 層の復元力が弾性線形・弾性非線形・弾塑性非線形のと
きの EL CENTRO 波および神戸波における各層の全体変位の応答値を図 4 - 3
3 に示す。

ELCENTRO 波では最上層の変位は、1.6 秒～2.5 秒では弾性非線形が、3.0
秒以上では弾性線形が最も大きく、弾塑性非線形が全周期帯において最も小さい。

第 3 層の変位は、1.4 秒～2.5 秒では弾性非線形が、3.0 秒～4.0 秒および 5.0
秒で弾性線形が最も大きく、弾塑性非線形が 1.4 秒を除いて最も小さい。

第 2 層の変位は、2.5 秒以下では弾性非線形が最も大きく、3.0 秒以上では弾
性線形・弾性非線形・弾塑性非線形ともに大差はない。

最下層では弾性非線形の変位が最も大きく、次に弾塑性非線形が小さく、弾
性線形が最も小さい。

神戸波では最上層の変位は、弾塑性非線形が最も小さく、弾性線形と弾性非
線形は全周期において大差はない。

第 3 層の変位は、第 4 層と同様、弾塑性非線形が最も小さく、弾性線形と弾
性非線形はほぼ同じでそれより大きい。

第 2 層の変位は、大差はないが全周期帯において弾性非線形がやや大きく、
次に弾性線形が小さく、弾塑性非線形が最も小さい。

最下層の変位は、3.8 秒以下において弾性非線形が、4.0 秒以上では弾塑性非
線形が最も大きく、全周期帯において弾性線形が最も小さい。

これらより以下のことがいえる。

上層階（最上層・第 3 層）の変位は弾性非線形と弾性線形とは大差はないが、
弾塑性非線形が最も小さい。

最下層では剛性変化のない弾性線形が全周期において最も変位が少なく、弾
性非線形の変位が最も大きい。

(3) 各層での復元力特性による変位の増減率の比較

弾性線形および弾塑性非線形に対する弾性非線形の変位の増減率を各層別に比較し、復元力特性による各層での応答変位の増減率を検討する。

弾性線形に対する弾性非線形の応答変位の増減率に関しては図4-34に示す如く、EL CENTRO 波において最上層と第3層では弾性線形と弾性非線形は大差なく増減率は0.75倍～1.2倍で、第2層でやや大きく0.9倍～1.4倍である。

最下層では1.0秒～2.5秒で1.5倍～2.4倍となり、3.0秒以上では1.0～1.6倍である。

神戸波においては最上層、第3層、第2層とも1.8秒以上は0.8倍～1.2倍で大差なく、最下層はでは1.2秒～1.6秒で2倍前後と大きいとそのほかの周期帯は1.0倍～1.5倍である。

弾塑性非線形に対する弾性非線形の応答変位の増減率に関しては図4-35に示す如く、EL CENTRO 波においては全周期帯にわたり層による違いは少なく、1.0～1.6倍である。

神戸波においては、1.6秒～1.8秒で弾性非線形は弾塑性非線形の1.8倍前後であるがそのほかの周期帯では0.9倍～1.5倍であり、層による違いは多少あるもののあまり大きくはない。

これらより以下のことがいえる。

弾性非線形の変位は、上層階（最上層・第3層）においては弾性線形の0.75倍～1.2倍程度で大差はないが、最下層においては2.5秒以下では1.5倍～2.4倍、3秒以上で1.0～1.6倍になる。

弾塑性非線形に対しては、層による違いは少なく、2秒以上の周期では0.9倍～1.6倍である。

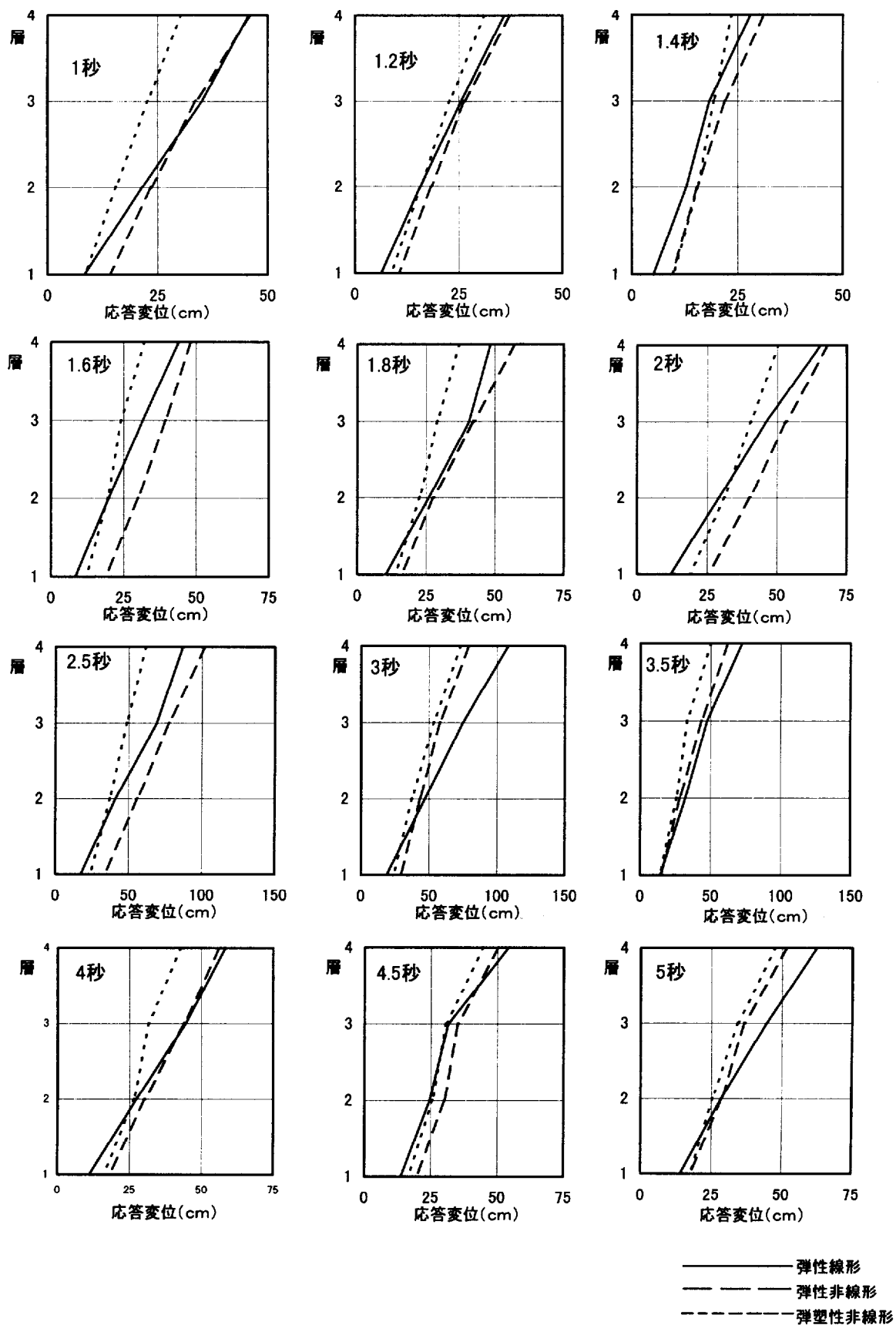


図4-31 EL CENTRO NS 70Kineにおける周期別応答変位の比較

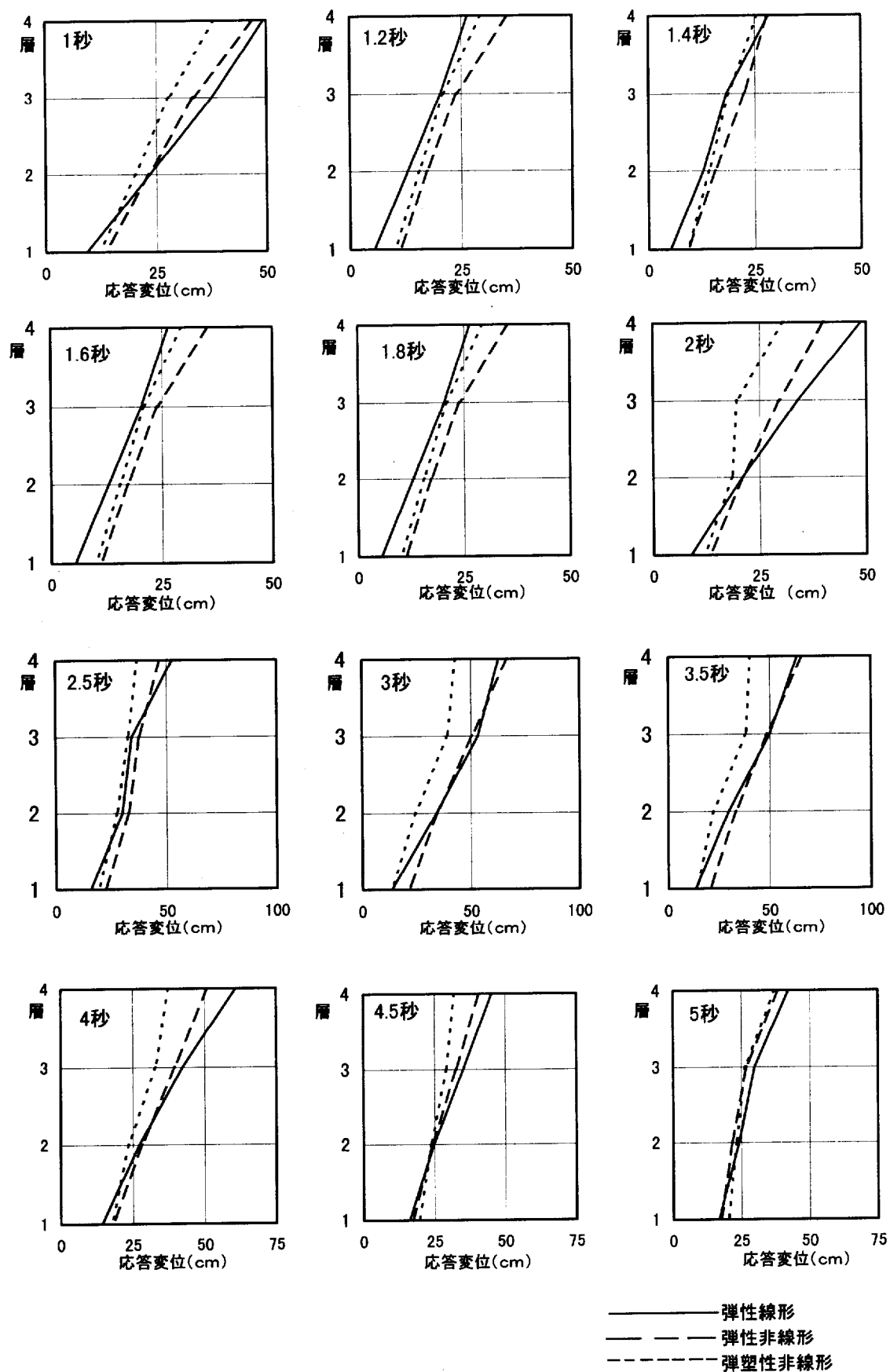
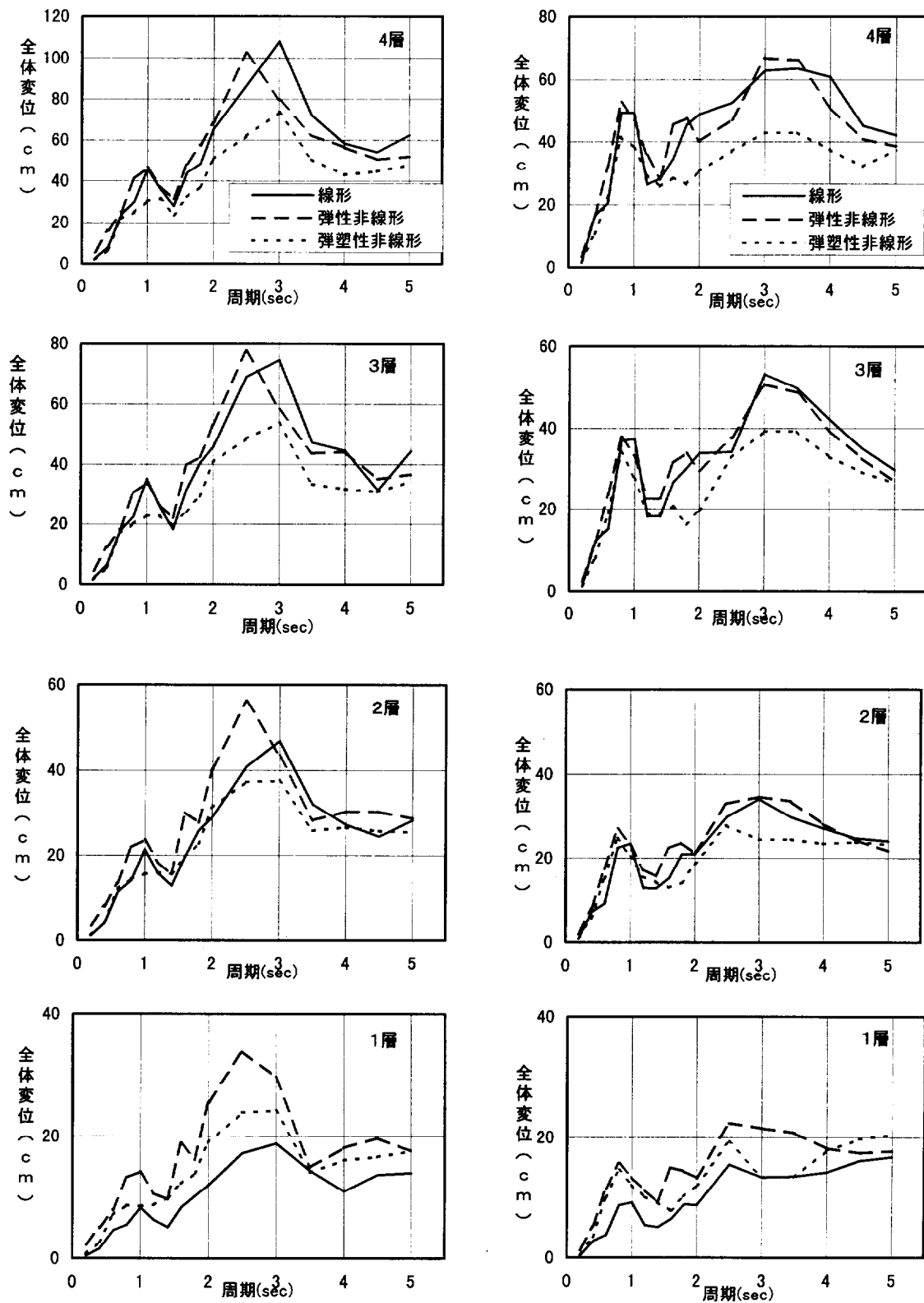


図4-32 神戸 EW 70Kineにおける周期別応答変位の比較



EL CENTRO NS 70kine

神戸 EW 70kine

図 4-33 各層の応答変位の比較

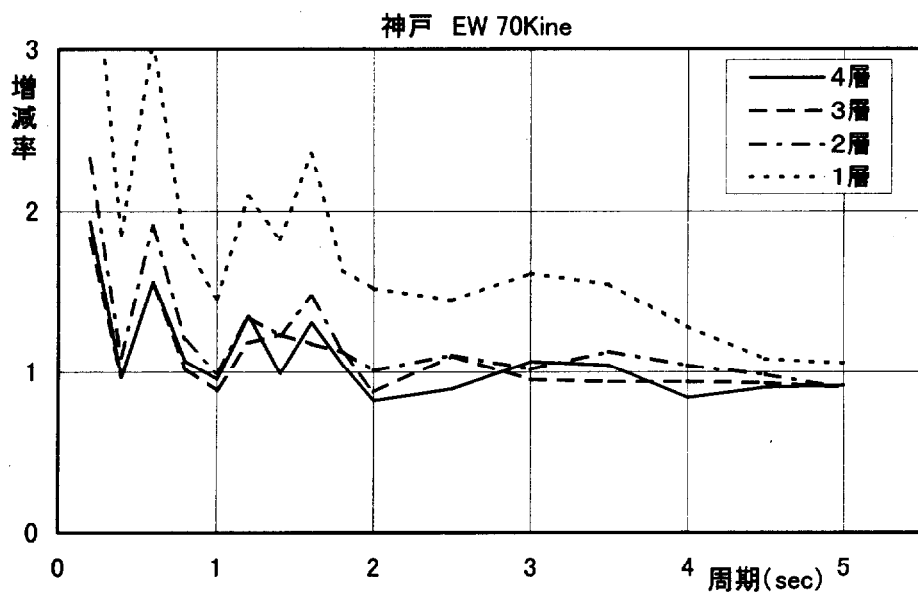
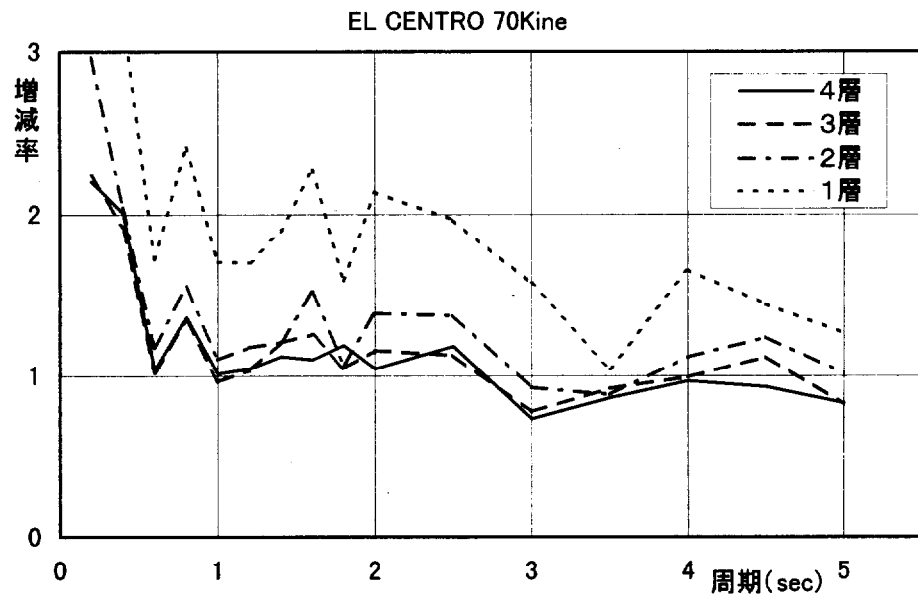


図4-34 層毎の変形の増減率（弾性非線形/線形）

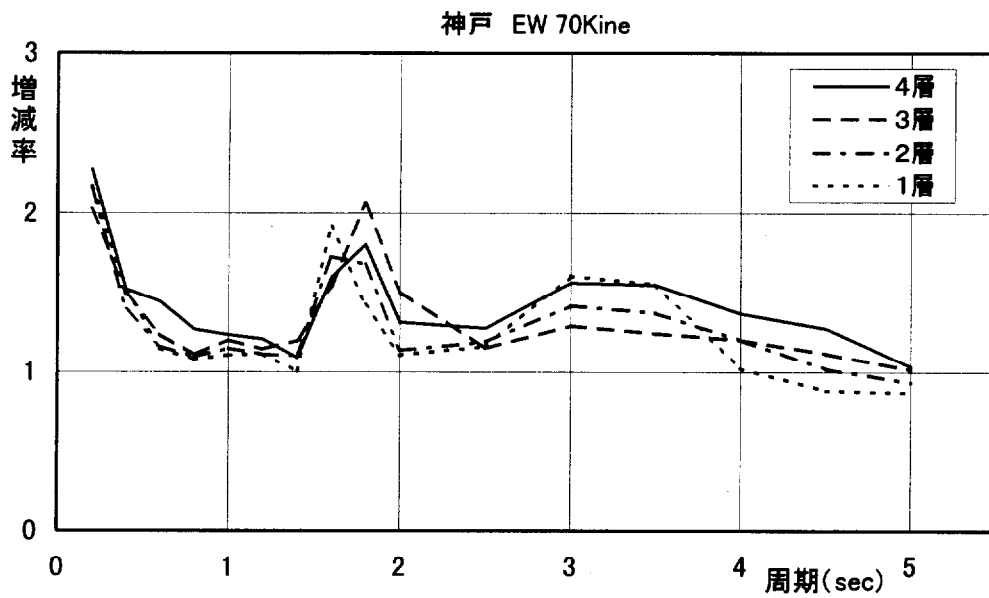
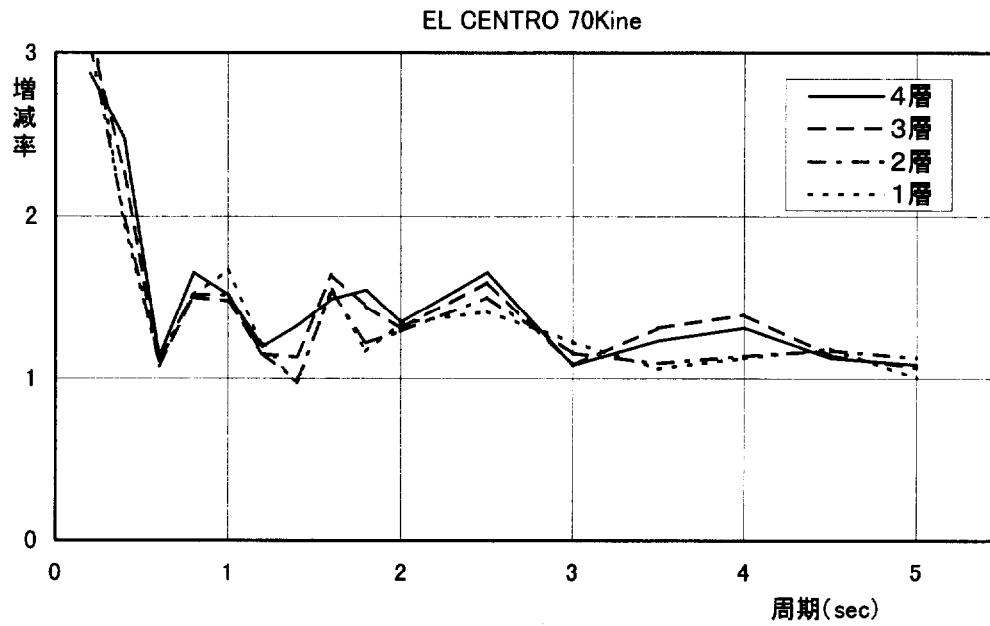


図4-35 層毎の変形の増減率（弾性非線形/弾塑性非線形）

4. 3. 4 応答層間変位

(1) 周期別の層間変位

4 質点モデルにおける第 1 層の復元力が弾性線形・弾性非線形・弾塑性非線形の時について、各周期別の層間変位の応答値を図 4-36 に EL CENTRO 波を、図 4-36 に神戸波を示す。

EL CENTRO 波においては最下層の層間変位は全周期帯において、弾性線形が最も小さく、弾性非線形が最も大きい。

2 層目以上の層間変位は 1.6 秒と 2.5 秒では弾性非線形が最も大きい、その他の周期では弾性線形が最も大きく、弾塑性非線形が最も小さい。

神戸波においては最下層の層間変位は全周期帯において、弾性線形が最も小さく、5 秒を除き弾性非線形が最も大きい。

2 層目以上の層間変位は 1.6 秒を除き弾性線形が最も大きく、1.8 秒の最上階を除き弾塑性非線形が最も小さい。

これらより以下のことがいえる。

弾性線形と比べ非線形のタイプは最下層の層間変位は大きく、弾性非線形が最も大きい。

しかし 2 層目以上では非線形のタイプが弾性線形より層間変位は小さく、また弾塑性非線形はほとんどの層で弾性非線形より小さい。

(2) 復元力特性による層間変位の増減率の比較

弾性線形および弾塑性非線形に対する弾性非線形の層間変位の増減率を各層別に比較し、復元力特性による各層での応答変位の増減率を検討する。

弾性線形に対する弾性非線形の層間変位の増減率に関しては図 4-38 に示す如く、EL CENTRO 波および神戸波における層間変位の増減率は、最下層において 1.05 倍～2.3 倍と大きい、その他の層では 1.0 秒以上において 0.55 倍～1.05 倍と小さい。

弾塑性非線形に対する弾性非線形の層間変位の増減率に関しては図 4-39 に示す如く、EL CENTRO 波では周期によって多少のばらつきがあるものの、各層での差は少なく 0.6 秒以上では 1.0 倍～1.6 倍である。神戸波における増減率も EL CENTRO 波よりも少し最下層の増減率のばらつきは多いが、各層間での差は少なく、2 秒以上では 0.8 倍～1.6 倍である。

これらより以下のことがいえる。

弾性非線形の弾性線形に対しての層間変位の増減率は、剛性変化が生じる最下層が大きく 0.8 秒以上で 1.05～2.3 倍、その他の層は小さく 0.55～1.05 倍である。

弾塑性非線形に対しての増減率は、周期によってばらつきがあるものの、0.8 秒以上ではほとんどの層で 1.0～1.6 倍である。層による増減率の差は少ない。

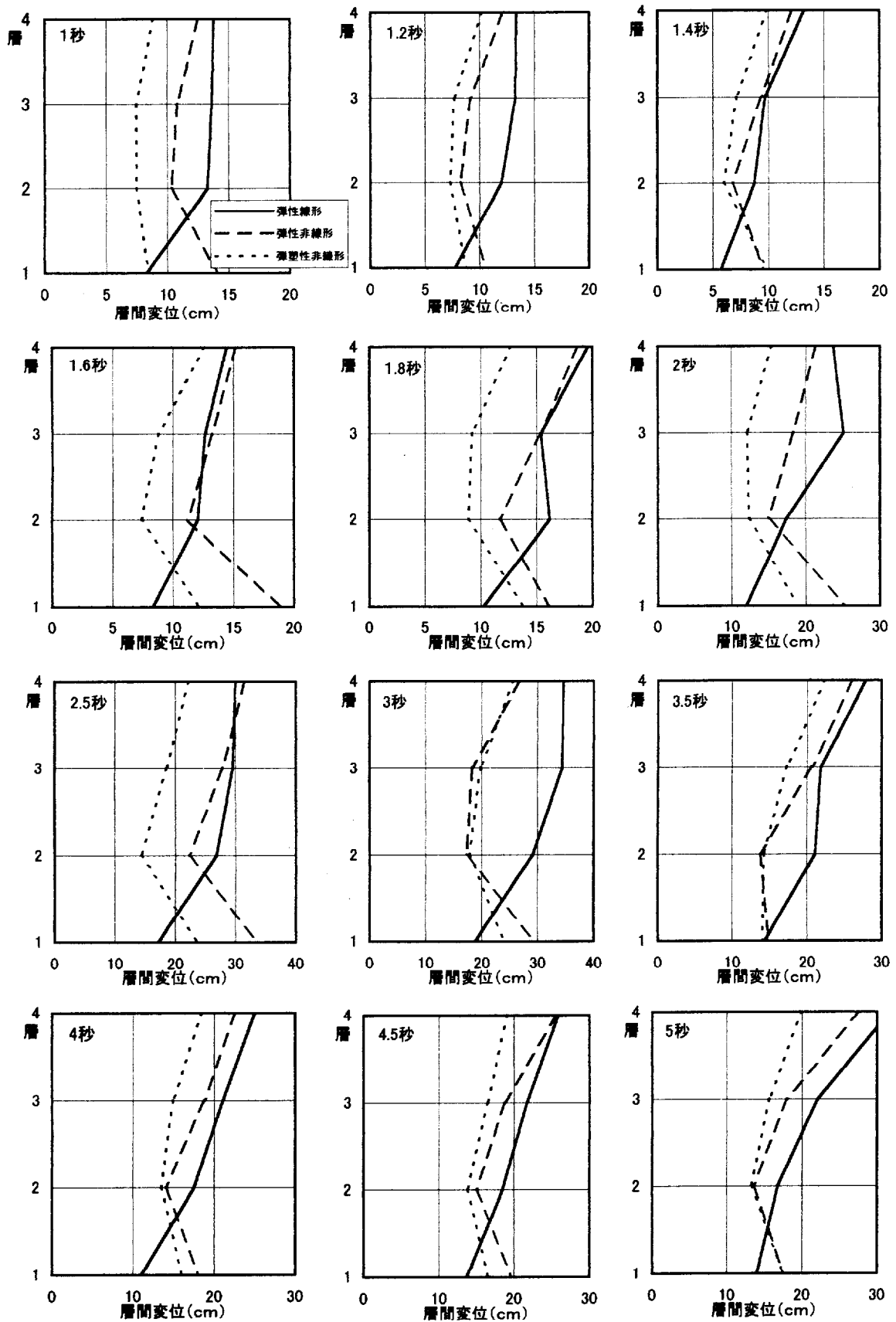


図 4 - 3 6 EL CENTRO NS 70Kineにおける周期別の応答層間変位

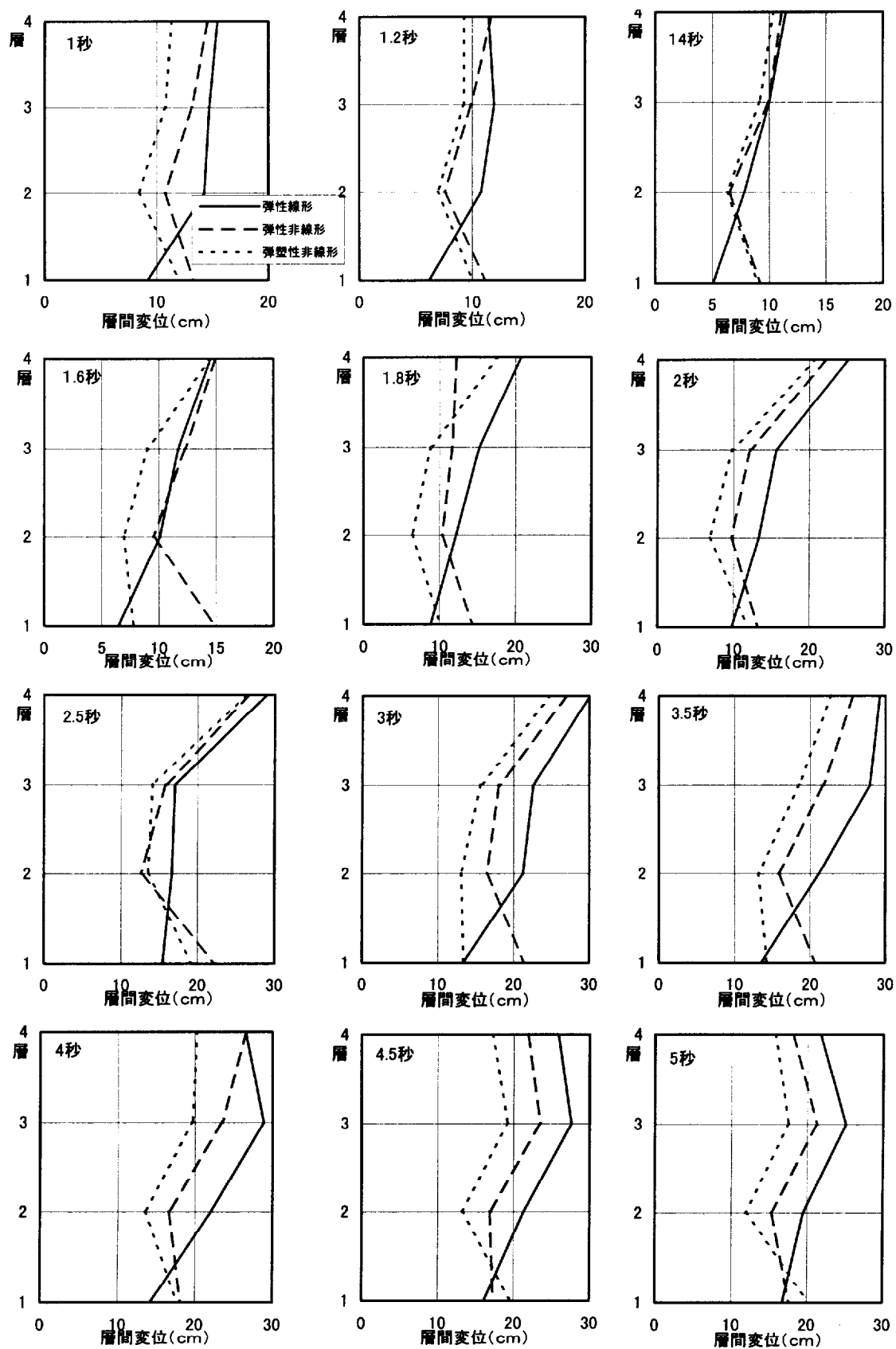


図 4 - 3 7 神戸 EW 70Kineにおける 周期別の応答層間変位

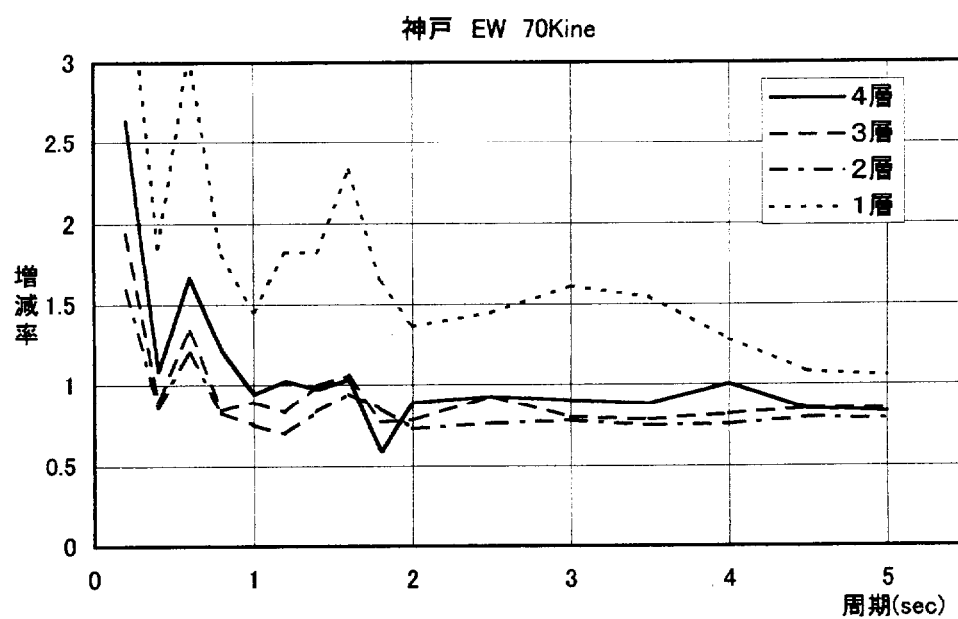
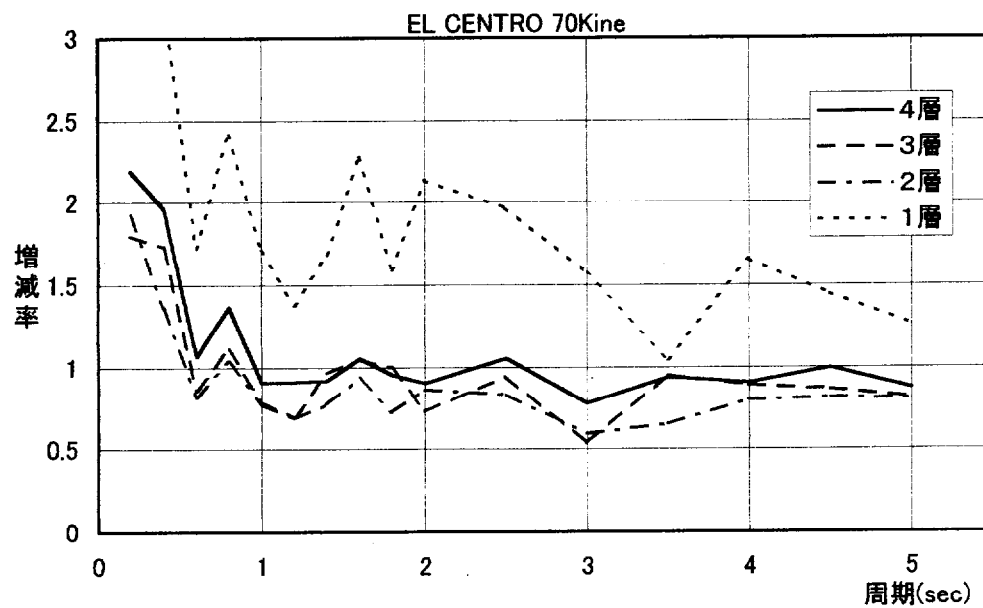


図 4 - 3 8 層間変位の増減率 (弾性非線形/弾性線形)

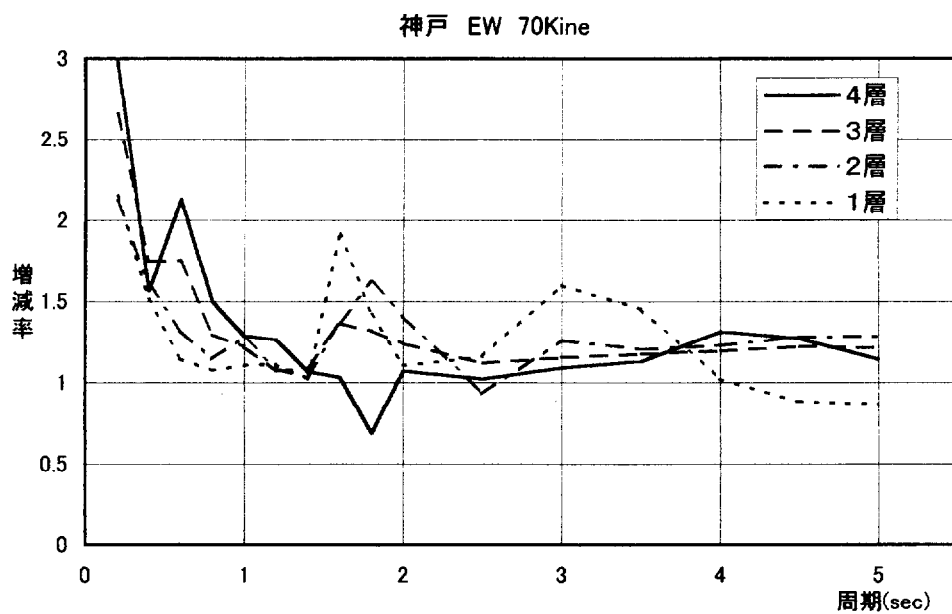
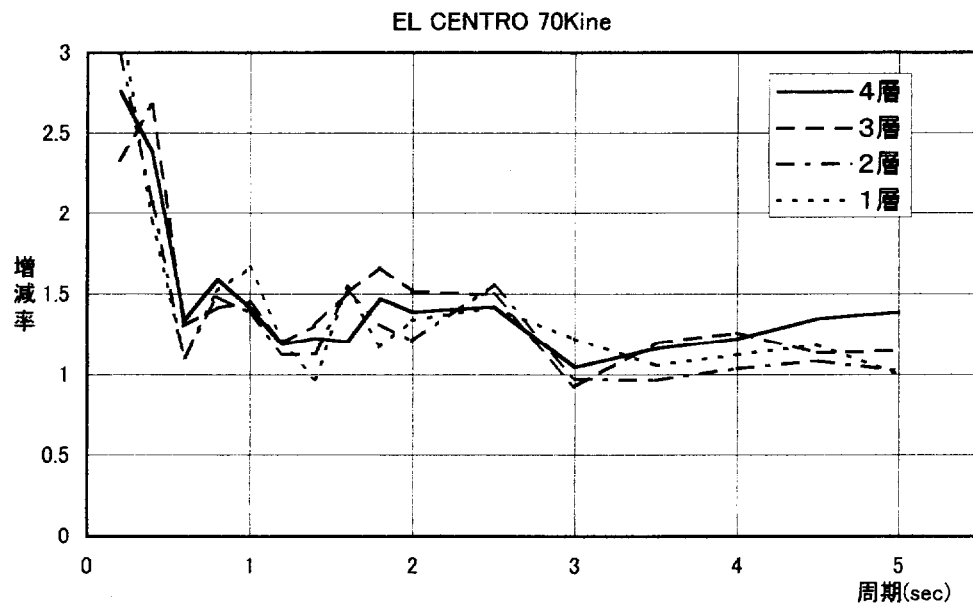


図 4 - 3 9 層間変位の増減率 (弾性非線形/弾塑性非線形)

4. 3. 5 可変剛性部分の第2ステップへの進入度

地動 25Kine 時の応答せん断力を剛性変化点として、それ以上の地動に対しては第1層の剛性が30%に低下して第2ステップにはいるモデルにおいて、EL CENTRO 波および神戸波の70Kine 時の弾性非線形の第1層での第2ステップへの進入度 (β) について1質点との比較、および弾性限 (β_y) との比較を図4-40に示す。

ここでの弾性限 (β_y) は、前項4.2.5「地震動の強さによる影響」の(3)「第2ステップへの70Kine、50Kine での進入度」で述べた値と同じく、弾性線形時の50Kine 応答時のせん断力を弾性限とした時の弾性非線形の変形を、剛性変化点の変形で除した値である。

EL CENTRO 波においては、周期1.0秒以上では1.6秒と2.0~2.5秒で進入度 (β) は5.5~6.0であるが、そのほかの周期では4.0前後である。2秒以上の周期では、進入度 (β) は小さくなる傾向にあり、3.0秒以上で弾性限 ($\beta_y = 4.3$) 以下である。

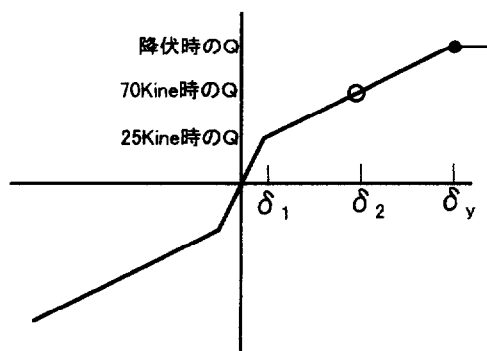
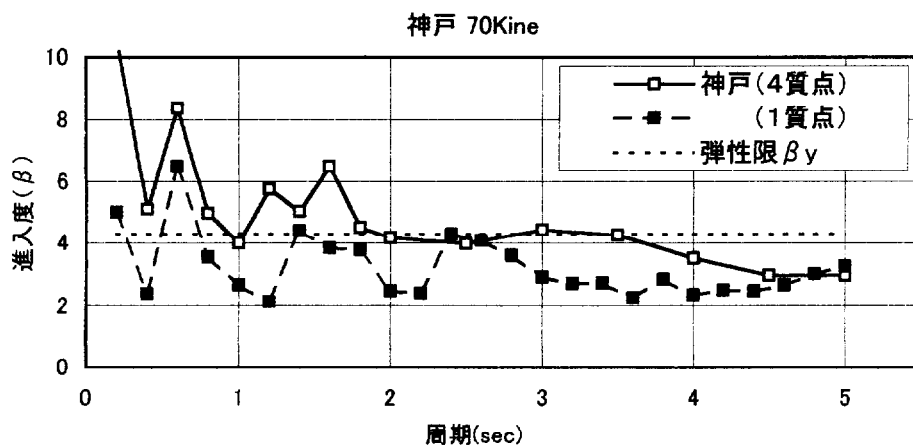
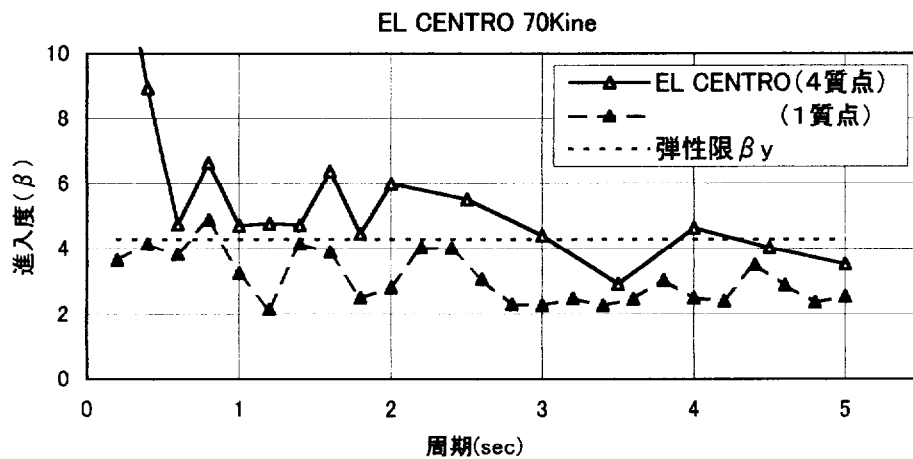
剛性変化する最下層に変形が集中しエネルギーを吸収するため、1質点の進入度 (β) と比べ全周期帯において大きく、1質点の値の1.2倍~2倍程度となる。

神戸波においては、周期0.8秒以上では1.2秒と1.6秒で進入度 (β) は、6.0前後であるがそのほかの周期では4.0前後である。1.8秒以上の周期では進入度 (β) は小さくなる傾向にあり、1.8秒以上では弾性限 ($\beta_y = 4.3$) 以下である。

1質点の進入度 (β) と比べ全周期帯において大きく、1質点の値の1.0倍~2倍程度となる。

これらより以下のことがいえる。

70Kine での第2ステップへの進入度 (β) は1.0秒以上で6.0~3.0であり、周期が長いほど小さくなる傾向にある。3.0秒以上では弾性限 ($\beta_y = 4.3$) 以下である。剛性変化する最下層に変形が集中しエネルギーを吸収するため、1質点の進入度 (β) と比べ全周期帯において大きく、1.0倍~2倍程度となる。



$$\text{進入度}(\beta) = \delta_2 / \delta_1 \quad \text{弾性限}(\beta) = \delta_y / \delta_1$$

図 4-40 弾性非線形の層の第2ステップへの進入度(β)
(70kine時)

4. 3. 6 弾性歪みエネルギーの検討

地動が 25Kine 時の応答せん断力を剛性変化点として、それ以上の地動においては第 1 層の剛性が 30%に低下する弾性非線形、弾塑性非線形および弾性線形の 3 ケースにおいて、EL CENTRO 波および神戸波の 70Kine での各質点間の弾性歪みエネルギーについて検討する。

(1) 周期別の弾性歪みエネルギー

EL CENTRO 波における 70Kine 時の各層間の最大弾性歪みエネルギーを 1 秒から 5 秒までの周期別に図 4-41 に示す。

周期 1.6 秒と 2.5 秒を除き、2 層目以上の弾性歪みエネルギーは弾性線形が弾性非線形および弾塑性非線形より大きい。

剛性変化が生じる第 1 層の弾性歪みエネルギーは弾性非線形が 1.4 秒、3.5 秒と 5 秒を除き最も大きい。

神戸波 70Kine 時の各層間の最大弾性歪みエネルギーを図 4-42 に示す。

周期 1.6 秒を除き、2 層目以上の弾性歪みエネルギーは弾性線形が最も大きく、剛性変化が生じる第 1 層の弾性歪みエネルギーは弾性非線形が 4 秒以上を除き最も大きい。

これらより以下のことがいえる。

第 1 層が非線形のタイプは剛性変化点を超えるせん断力が生じると、第 1 層の変形が大きくなり弾性歪みエネルギー大きい、2 層目以上では小さくなる。一方、弾性線形は 1 層目の弾性歪みエネルギーは小さいが、2 層目以上では非線形より大きくなる。

(2) 各層の弾性歪みエネルギーの比較

第1層の復元力が弾性線形・弾性非線形・弾塑性非線形の3ケースについて、EL CENTRO 波および神戸波の 70Kine 時における各層の最大弾性歪みエネルギーを図4-43に示す。

EL CENTRO 波では、最上層の弾性歪みエネルギーは弾性線形・弾性非線形と大差はないが、2層と3層では弾性非線形は弾性線形より小さく、弾塑性非線形はそれらより小さい。

最下層では3秒以下のほとんどの周期帯で非線形タイプは弾性線形より大きい。

各層の最大値を合計した値は2.5秒以下では弾性線形・弾性非線形はほぼ同じで、3.0秒以上では弾性非線形が小さい。

神戸波では、2層目以上ではほとんどの周期帯で弾性線形・弾性非線形・弾塑性非線形の順で小さくなるが、最下層では弾性非線形・弾性線形・弾塑性非線形の順で小さくなる。

各層の最大値を合計した値は1.8秒以上では、弾性非線形の方が弾性線形より小さい。

これらより以上のことがいえる。

4質点モデルの最下層の弾性歪みエネルギーは弾性線形が小さく、弾塑性非線形・弾性非線形の順で大きくなる。2層目より上層では弾性線形がもっとも大きく弾性非線形・弾塑性非線形の順で小さくなる。

各層の最大値を合計した値は2.5秒以下では弾性線形と弾性非線形はほぼ同じであるが、3.0秒以上では弾性非線形が小さい。

(3) 弾性歪みエネルギーの増減率

弾性線形に対する弾性非線形の弾性歪みエネルギーの増減率について各層別および全層合計を図4-44に示す。

EL CENTRO 波では、最下層において弾性線形に対して1.0秒以上では弾性非線形の増減率は弾性線形の1.0～2.5倍強であるが、2層目以上では弾性線形より小さく0.5～1.0倍である。

各層の最大値を合計した値での弾性線形に対する弾性非線形の増減率は、2.5秒以下では1倍前後でばらついているが、3.0秒以上では弾性線形より小さく0.6倍～0.9倍である。

神戸波では、最下層において弾性線形に対して1.0秒以上では弾性非線形の増減率は弾性線形の1.0倍～2.8倍強であるが、2層目以上では弾性線形より小さく0.6倍～1.0倍である。

各層の最大値を合計値での弾性線形に対して弾性非線形の増減率は、0.8秒以上では1.6秒を除き弾性線形より小さく0.7倍～0.9倍である。

これらから以下のことがいえる。

弾性線形に対する弾性非線形の弾性歪みエネルギーの増減率は、1.0秒以上では剛性変化の生じる最下層では1.0倍～2.8倍と大きいですが、2層目より上層では弾性線形より小さく0.6倍～1.0倍である。弾性非線形は剛性変化の生じる最下層で歪みエネルギーが大きい分、上層で小さくなっている。

また、各層の弾性歪みエネルギーの最大値の合計における増減率は、1.0～2.5秒では1倍前後、3秒以上では0.6～0.9倍と弾性非線形が小さく、周期が長くなると各層の最大値の合計は、弾性線形より弾性非線形が小さくなる傾向である。

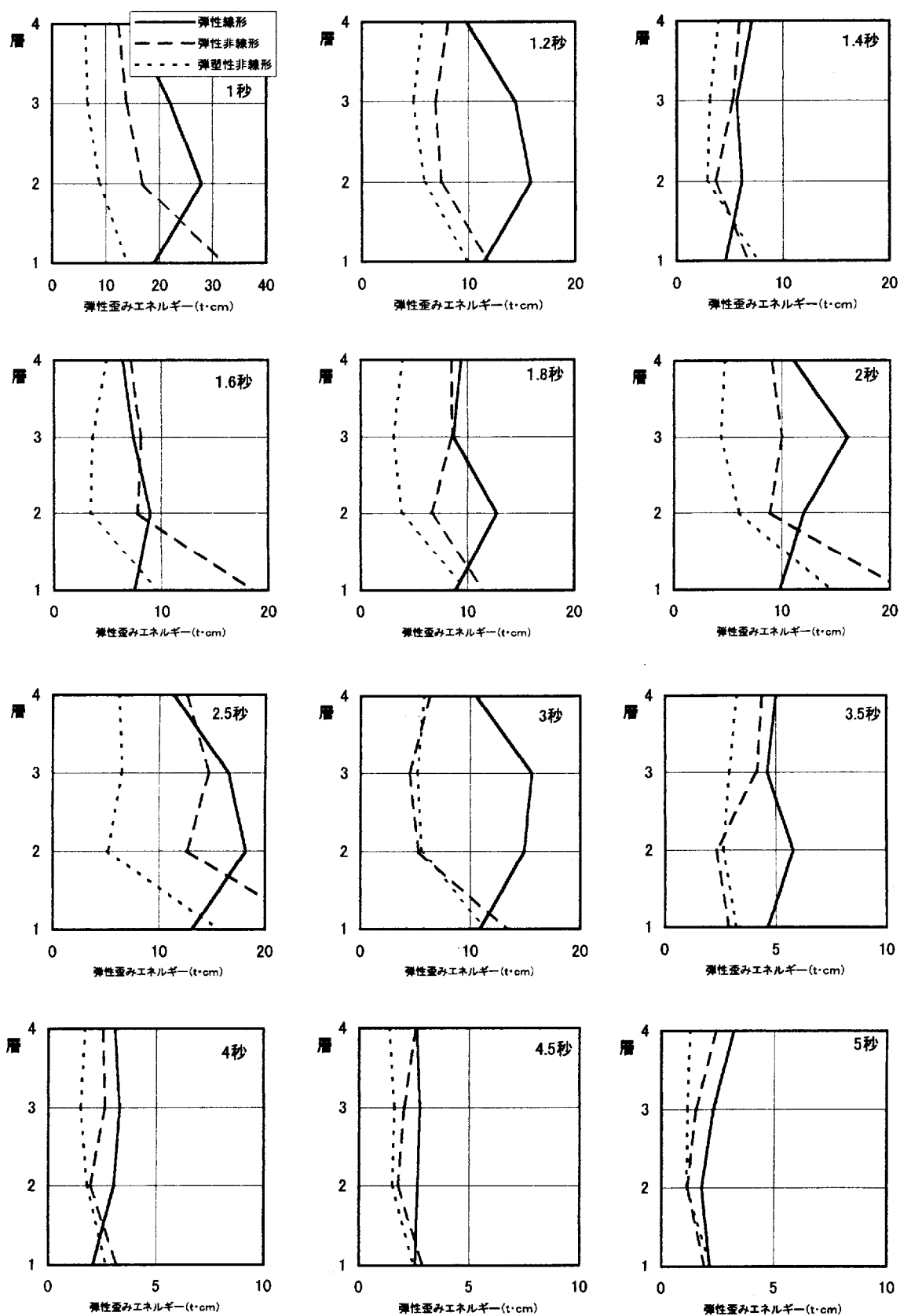


図 4-4 1 EL CENTRO NS (70Kine)における周期別弾性歪みエネルギー

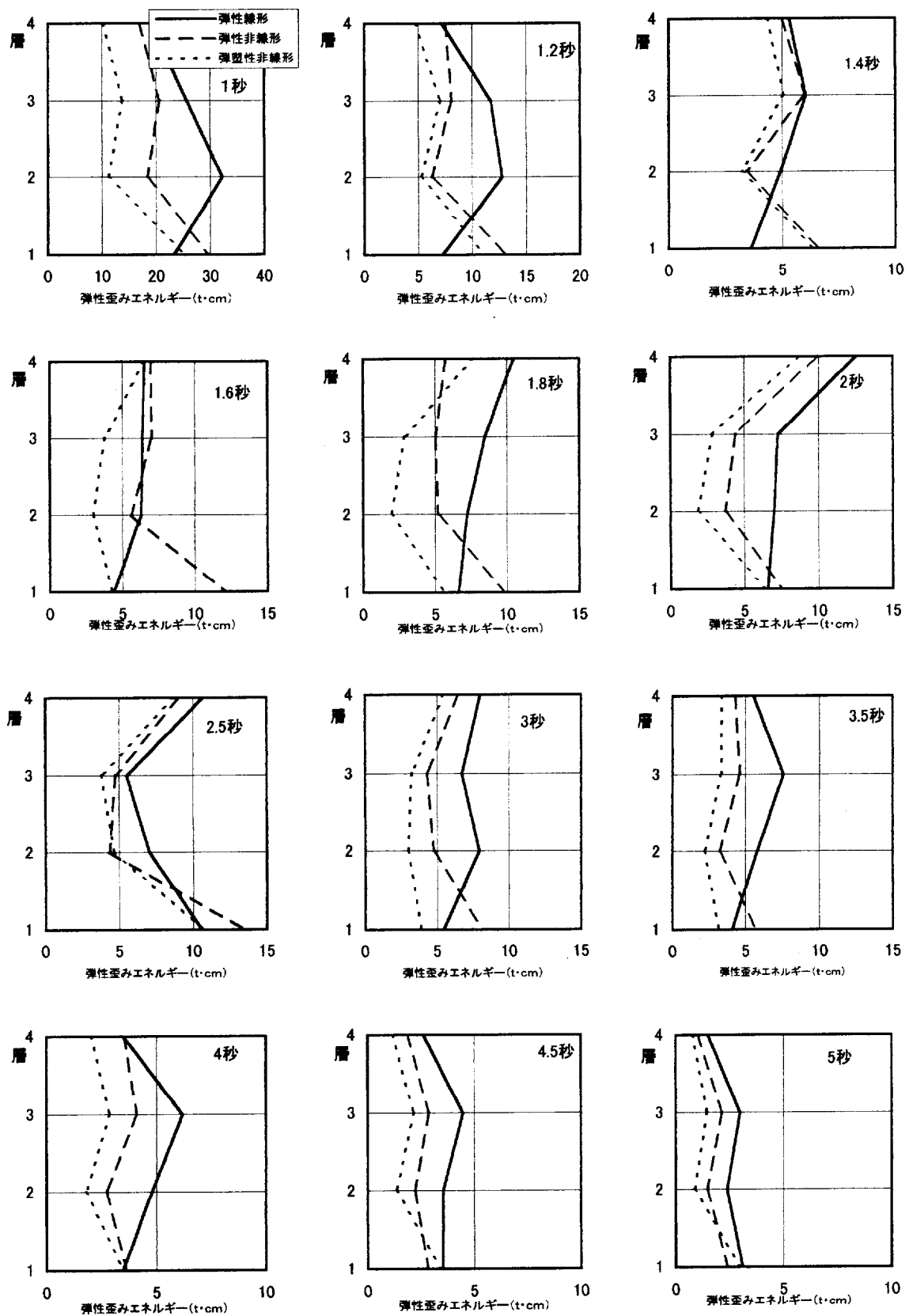


図 4-42 神戸 EW (70Kine)における周期別弾性歪みエネルギー

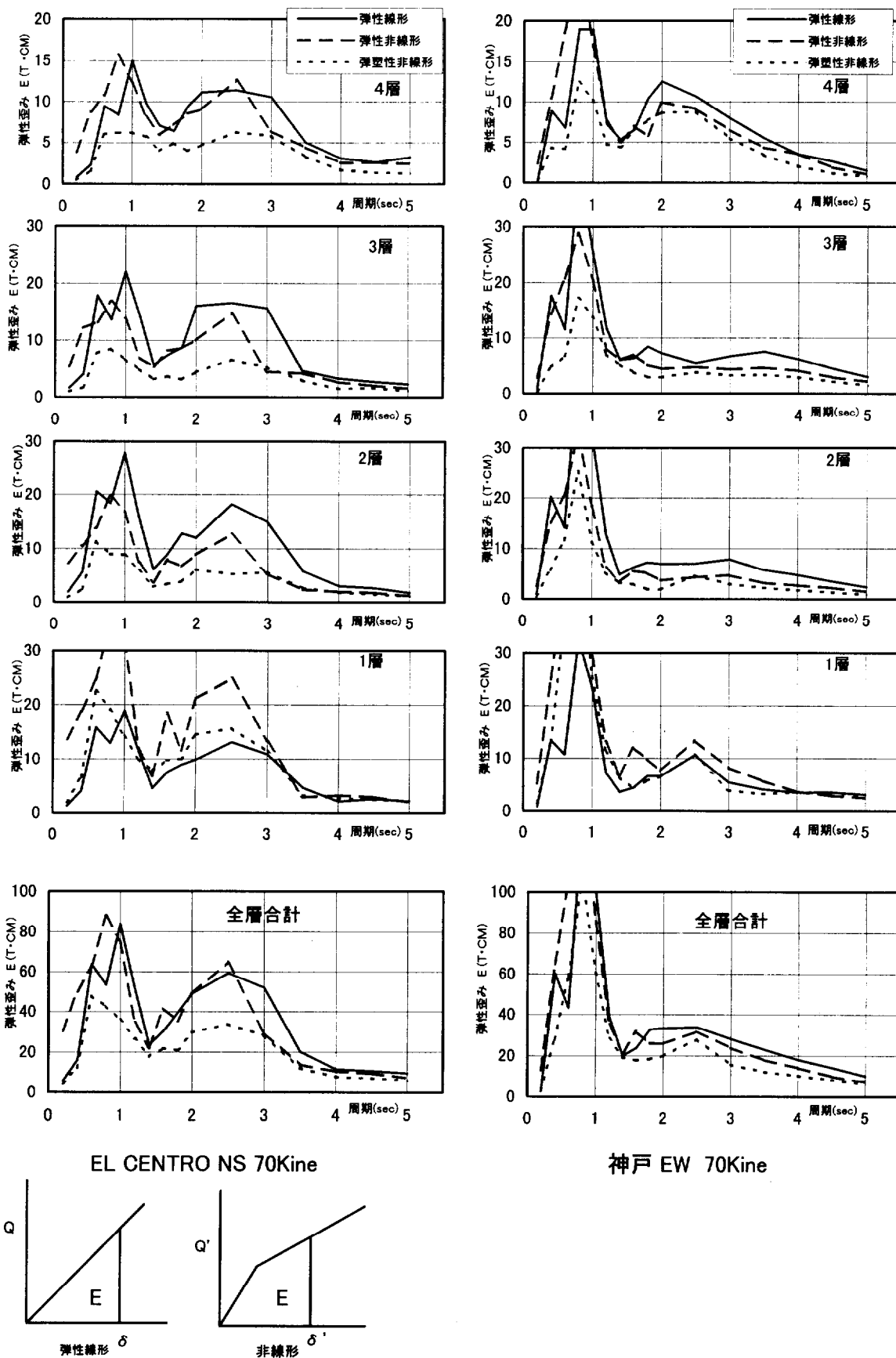


図 4-43 復元力特性別の各層の弾性歪みエネルギーの比較

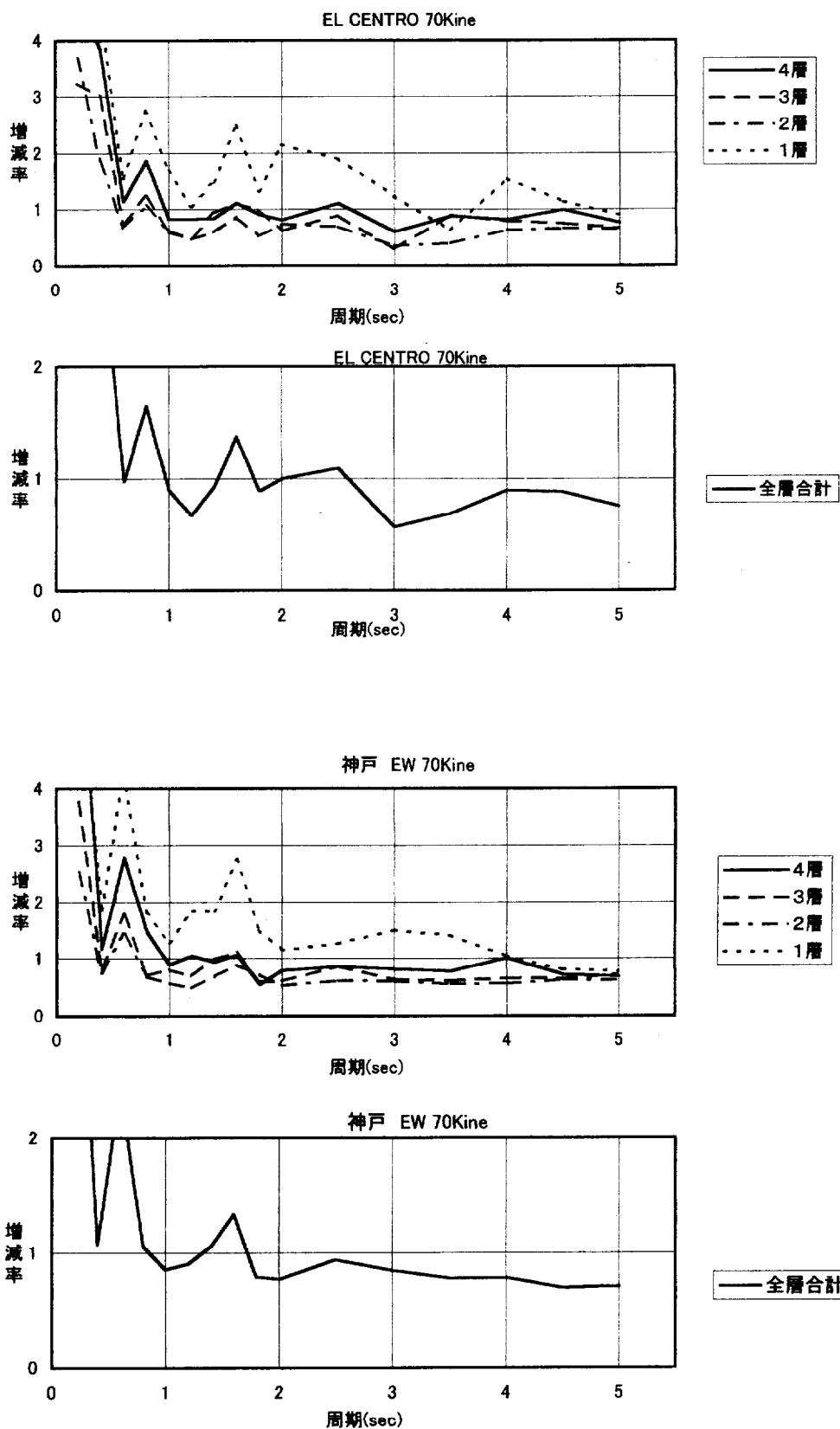


図 4 - 4 4 弾性歪みエネルギーの増減率
(弾性非線形/弾性線形)

4. 4 結

弾性非線形の復元力特性を持つ可変剛性機構について、1 質点および 4 質点モデルにおいて時刻歴応答解析を行い動的性状を確認した。

4. 4. 1 1 質点モデルにおける検討結果

1) 剛性変化点による影響

せん断力に関しては、50Kine 時の弾性非線形の応答せん断力は 0.8 秒以上では弾性線形の 0.45～0.8 倍であり、剛性変化点が低いほど弾性線形と比べて小さい。これらの数値は略算値の 0.6 倍～0.69 倍と大きく外れていない。

弾塑性非線形と比べるとばらつきはあるが増倍率は 1～2 倍で、剛性変化点が低いほど増倍率が大きい傾向であるが、剛性変化点が 20Kine、25Kine の場合は 3.0 秒以上では増倍率は 1.0～1.2 倍で剛性変化点の影響も少ない。

変位に関しては、50Kine 時の弾性非線形の応答変位は、0.8 秒以上では EL CENTRO 波の 4.6～5.0 秒を除き線形の 0.9 倍～1.5 倍で剛性変化点の影響も少ない。これらの数値は略算値の 1.13 倍～1.31 倍と大きく外れていない。

弾塑性非線形と比べては、周期によってばらつきが大きく 1.0 倍～3 倍であるが、3.5 秒以上では EL CENTRO 波の 4.6～5.0 秒を除き、弾塑性非線形 1.0 倍～1.5 倍である。

第 2 ステップへの進入度に関しては、剛性変化点が低いほど第 2 ステップへの進入度 (β) は大きくなり、周期によるばらつきも大きくなる。地動 50Kine の時は剛性変化点が 25Kine と 15Kine でほぼ 2 倍となる。

また、第 2 ステップへの進入度による弾性非線形の見かけの周期の伸び（等価周期 T_a ）は剛性低下率 (α) の影響が大きく、第 2 ステップへの進入度 (β) が大きくなるにつれて周期の伸び率が少しずつ低下する。

剛性変化点と弾性歪みエネルギーに関しては、弾性線形と弾性非線形の弾性歪みエネルギーは剛性変化点が 20Kine、25Kine ではあまり違わないが、15Kine では違いが多くなる。2.5 秒以下では線形に対する非線形の増倍率は周期のよってばらつきが多いが、3.0～4.5 秒ではどの剛性変化点の場合もほぼ 1 を下回り 0.65～1.0 倍である。

2) 地震波による影響

せん断力に関しては、入力地動 50kine 時において剛性変化点を 25Kine とした弾性非線形の応答せん断力は 0.6 秒以上では EL CENTRO NS、神戸 EW、BCJ-L2 波とも大差なく、弾性線形に比べ 0.6 倍～0.8 倍に低減し、弾性歪みエネルギーより求める略算値 (0.69 倍) とほぼ一致する。弾塑性非線形に比べるとどの波とも 0.9 倍～1.5 倍に増える。

変位に関しても弾性非線形の応答変位は EL CENRTO 波・神戸波・BCJ 波における地震波による影響は少なく、短周期を除き弾性線形に対して 0.9 倍～1.4 倍に増加し、弾性歪みエネルギーより求める略算値 (1.13) と大きく変わらない。弾塑性に対しは 1.0 倍～1.8 倍である。

弾性歪みエネルギーに関しては、剛性変化点を 25Kine とした時の 50Kine 地動における EL CENRTO 波・神戸波・BCJ 波によって構造物に生じる弾性歪みエネルギーは構造物の周期が 1 秒以上では弾性線形と弾性非線形でほぼ同じである。弾性系の弾性歪みエネルギーは塑性履歴によりエネルギー消費をする弾塑性非線形の 1.0 倍～2.5 倍である。

3) 地震動の強さによる影響

せん断力に関しては、0.8 秒以上ではほとんどの周期帯において弾性非線形の弾性線形に対する低下率は地動 70Kine の時の方が地動 50Kine の時より多く略算値 (50Kine 時の低下率=0.69 70Kine 時の低下率=0.62) とほぼ一致する。

変位に関しては、弾性非線形の弾性線形に対する増加率は EL CENTRO 波、神戸波では 3.0 秒以上で、BCJ 波では 1.0 ～3.0 秒で 50Kine と 70Kine との違いは少ない。50Kine の時の増加率は 2.6 秒を除き略算値 1.13 に近いが、70Kine の増加率は略算値 1.25 よりやや小さい。

第 2 ステップへの進入度に関しては、50Kine では地震波による違いは少ないが、70Kine になると第 2 ステップへの進入度が大きくなる周期帯が地震波によって顕著になる。50Kine では略算値 2.26 に各波とも近いが、70Kine では周期によっては略算値 3.5 との違いが大きくなる。

弾性歪みエネルギーに関しては、入力地震動の強さに関わらず 1.0 秒以上では弾性非線形と弾性線形の弾性歪みエネルギーは大きな差はない。

4. 4. 2 4 質点モデルでの検討結果

4 質点モデルの第 1 層目の剛性だけを弾性線形・弾性非線形および弾塑性非線形、2 層目以上は弾性線形の復元力特性とした 3 ケースのモデルについて、入力地震動が 70Kine の時の検討を行った。剛性変化点は 25Kine 時の応答せん断力とし、最下層の剛性が初期剛性の 30%に低下するものとした。

せん断力に関しては、周期が 1.0 秒～5.0 秒において EL CENTRO NS 波と神戸波での応答せん断力はほとんどの周期帯において弾性線形に比べ弾性非線形・弾塑性非線形とも全層において少ない。

弾性非線形の弾性線形に対しての低減効果は剛性変化が生じる最下層が最も大きく 0.55～0.95 倍で、上層に行くにつれて 0.6～1.05 倍と低減効果が少なくなる。弾塑性非線形に対する増減率は 0.8 秒以上で 0.9～1.65 倍程度である。

全体変形に関しては、弾性非線形の変形は上層階（最上層・第 3 層）においては弾性線形の 0.75 倍～1.2 倍程度で大差はないが、剛性変化が生じる最下層においては 2.5 秒以下で 1.5 倍～2.4 倍、3 秒以上では 1.0 倍～1.6 倍となる。弾塑性非線形に対する増減率は、2 秒以上の周期では 0.9 倍～1.6 倍である。

層間変位に関しては、弾性線形と比べ弾性非線形は最下層の層間変位は大きく 1.05～2.3 倍で、その他の層は小さく 0.55～1.05 倍である。弾塑性非線形と比べ弾性非線形はほとんどの層で大きく、周期によってばらつきがあるが増減率は 0.8 秒以上で 0.10 倍～1.6 倍で、層による増減率の差は少ない。

可変剛性部分の第 2 ステップへの進入度に関しては、70Kine での第 2 ステップへの進入度（ β ）は 1.0 秒以上で 3.0～6.0 であり、周期が長いほど少なくなる傾向にある。3.0 秒以上では弾性限（ $\beta_y=4.3$ ）以下である。剛性変化する最下層に変形が集中しエネルギーを吸収するため、最下層の進入度（ β ）は 1 質点の進入度（ β ）と比べ全周期帯において大きく、1.0 倍～2 倍程度となる。

弾性歪みエネルギーに関しては、4 質点モデルの最下層の弾性歪みエネルギーは弾性線形が最も小さく、剛性変化が生じる弾塑性非線形・弾性非線形の順で大きくなる。2 層目より上層では弾性線形がもっとも大きく弾性非線形・弾塑性非線形の順で小さくなる。

弾性線形に対する弾性非線形の弾性歪みエネルギーの増減率は、1.0 秒以上では剛性変化の生じる最下層では 1.0 倍～2.8 倍と大きい、2 層目より上層

では弾性線形より小さく 0.6 倍～1.0 倍である。剛性変化の生じる最下層で弾性非線形が多い分、上層で少なくなる。

各層の弾性歪みエネルギーの最大値の合計における弾性線形に対する弾性非線形の増減率は、1.0～2.5 秒では 1 倍前後、3 秒以上では 0.6～0.9 倍と弾性非線形が少なく、周期が長くなると各層の最大値の合計は、弾性線形より弾性非線形が少なくなる傾向である。

第5章 弾性非線形の可変剛性機構を持つ超高層ビルの試設計

5. 1 序

建物が高層になるにつれて固有周期が長くなり、地震入力が少なくなる。地震入力を少なくするにはできるだけ柔らかい方がよいが、台風時の変形が大きくなり居住性が失われる。従って柔構造といえどもそれなりの剛さが必要になる。

前章ではある水平外力までは建物は剛で抵抗し、地震時にそれ以上の水平力が建物に生じた場合には弾性でありながら剛性が低下し、地震応答の増加を防ぎ、その水平力が小さくなると再び剛に戻る弾性非線形の特性を建物に付与する機構（可変剛性機構）について、質点系モデルで強震時に示す応答性状を検討した。その結果、建物が高層あるいは超高層の長周期（3～5秒）の範囲では弾性線形に比べて、応答せん断力は小さく応答変位もさほど大きくならないことが確認された。

本章では可変剛性機構を下層階に設けた超高層ビルの試設計を行い、その機構の有効性を検証する。可変剛性機構の設置方法による影響を調べるために以下の検討を行った。

（1）設置階の影響

可変剛性機構のブレースの設置階による影響を検討するために、可変剛性機構のブレースを次の4種類の設置階に採用した時について比較し、設置階の影響を検討する。

- 1階～8階
- 1階～3階
- 1階～2階
- 1階のみ

（2）柱の軸方向剛性の影響

耐力壁の浮き上がり効果の影響を検討するために、耐力壁の側柱に可変剛性機構をもたせて柱脚軸力がある引張り力以上になると軸方向剛性が低下し耐力壁の曲げ剛性が可変となるケースと、自重以上の引張り力になると浮き上がりを生じるケースについて、応答解析を行い耐震壁の曲げ剛性の変化による影響を検討する。

5. 2 構造概要

建物の平面形は 51m x 48m のほぼ正方形で、センターコア・タイプの事務所ビルである。鉄骨造の地上 150m、38 階で構造は図 5-1 に示すように、耐力壁付きラーメンと純ラーメンから構成されている。

ここで検討する X 方向は 2 枚の耐力壁を短い境界梁で繋げた並列連層耐力壁付きラーメンが 4 フレームと純ラーメンの 4 フレームで構成され、柱は全て H 形鋼の弱軸方向である。

連層耐力壁は 8 階までを鉄骨ブレース造、9 階以上をプレキャスト・コンクリート造とし、耐力壁の復元力特性を弾性線形タイプ（全層 Linear 型）と弾性非線形タイプ（1～8 階を可変剛性型、9 階以上 Linear 型）の 2 ケースを基本モデルとして応答性状を比較する。

さらに可変剛性機構の設置階による影響および耐力壁の浮き上がりによる曲げ剛性の低下の影響を調べるために、耐力壁のせん断剛性あるいは曲げ剛性が弾性非線形のケースについて検討する。

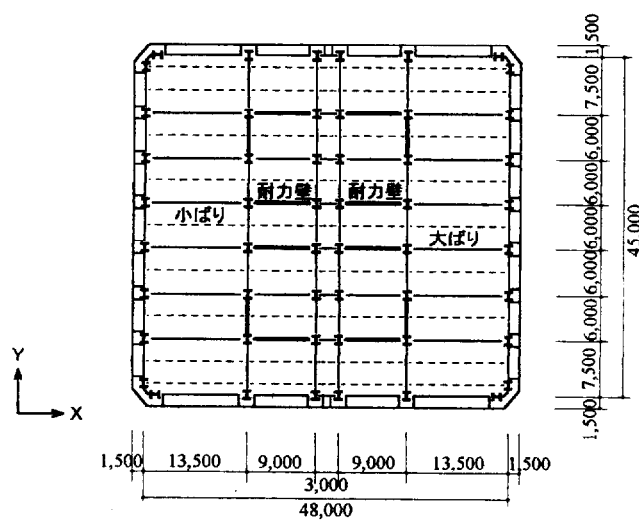
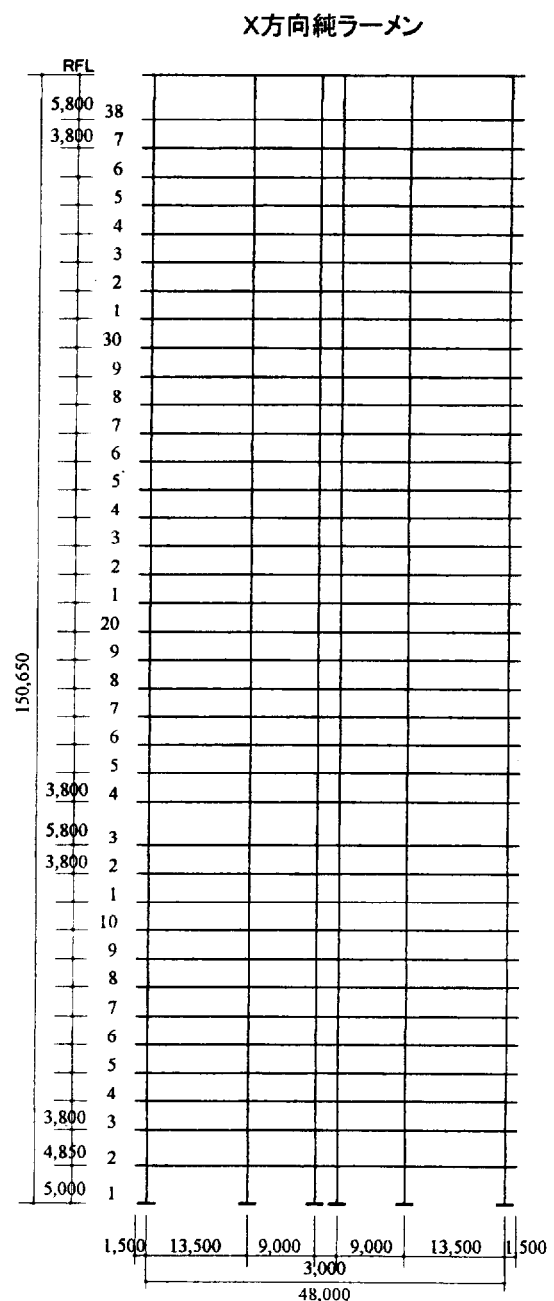
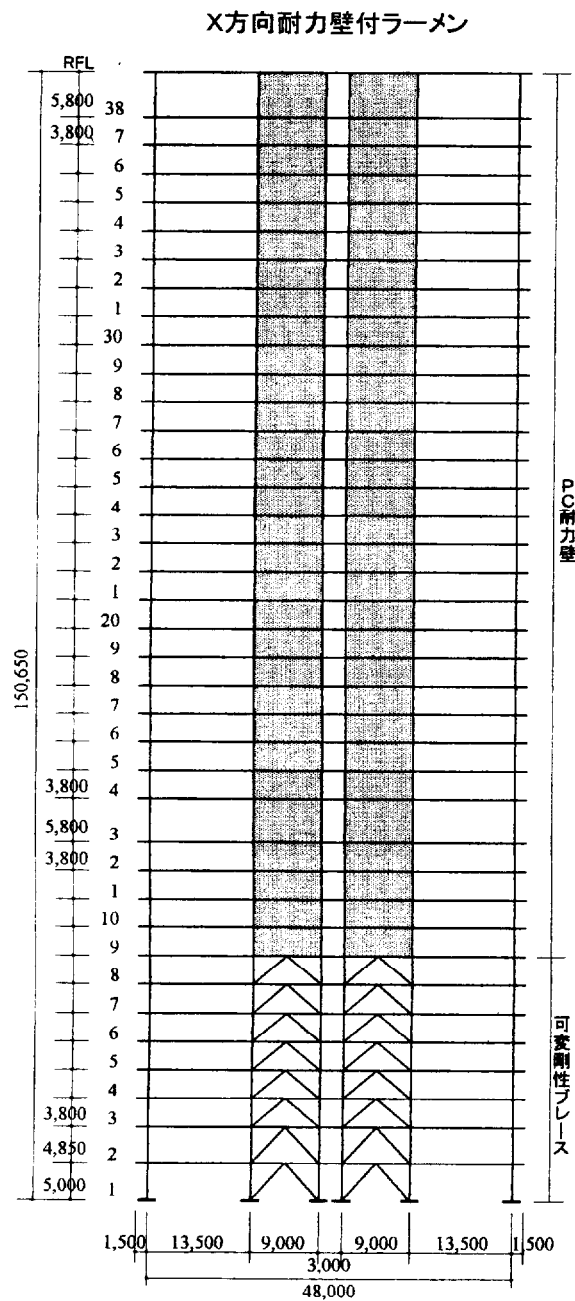
使用材料

柱	溶接 H 形鋼：SM490C	ロール H 形鋼：SM490B
大梁	溶接 H 形鋼：SN490A	ロール H 形鋼：SN490A
小梁	ロール H 形鋼：SS400	
ブレース	鋼管：SM490A	PC 鋼棒：C 種 2 号 SBPR 110/135

床コンクリート：第 1 種軽量コンクリート Lc21、 $\gamma=1.9$

建物の固有周期

1 次	4.109 秒
2 次	1.233 秒
3 次	1.046 秒
4 次	0.596 秒
5 次	0.455 秒



1. 骨組みの形式
 X方向 可変剛性ブレース・PC
 耐力壁を含むラーメン架構
 Y方向 剛接ブレース・PC耐力壁
 を含むラーメン架構
2. 使用鋼材
 柱・梁 H形鋼(ビルトアップ含む)
3. 床構造
 デッキプレート・軽量コンクリート
4. 固有周期
 4. 0秒

図 5 - 1 試設計の構造概要

5. 3 解析方法

振動応答解析は部材レベルでの弾塑性応答解析を時刻歴で行った。解析には「任意形状立体フレーム弾塑性解析プログラム (SNAP)」を使用した。

9階以上のプレキャスト・コンクリートの耐力壁はせん断剛性が等価のブレースに置換して、構成部材をすべて線材として解析する。

弾性非線形型のブレースは、5. 4. 2項の剛性変化点の項で述べるように、風外力および 20Kine 時地震力を勘案して設定した剛性変化点設計せん断力までは初期剛性を保ち、それ以上の応力に対しては有効断面積が小さくなり軸方向剛性が低下し、応力が少なくなれば再び元の有効断面の初期剛性に戻るものとして解析する。

地震波は

EL CENTRO	1940 NS	70Kine(713gal)
神戸波	1995 EW	70Kine(617gal)

減衰定数は内部粘性減衰定数を 2 % と想定し、剛性比例型とする。

5. 4 ブレースの可変剛性機構とその特性

建物のコア部に設置した耐力壁に水平力の大半を負担させて、その耐力壁の下層部を弾性非線形の特性を持つブレースにすることで、建物全体の下層部が弾性非線形の特性が強くなるように設計する。

耐力壁は外管と内管を P C 鋼棒で締め付けた部材を逆 V 型に配置したブレース架構である。外管と内管で構成されたブレースの一端は上階の梁中央部で梁と内管の端部が固定され、他端は下階の柱梁接合部と外管の端部を固定し、フレームと接合される。この方法によりブレースは圧縮時も引張り時も弾性非線形の性状をもつことになる。

本項ではブレースの詳細、剛性変化点の設定、建物全体の剛性変化、曲げとせん断変形の割合、耐力壁の負担率について述べる。

5. 4. 1 軸方向剛性が可変となるブレース

ブレースは外管と内管、それらに初期圧縮力を与える PC 鋼棒と支圧板およびフレームに固定するためのガセットプレートで構成されている。

図 5-2 に示すように外管と内管の片端にそれぞれのガセットプレートが溶接されている。右端の外管用のガセットプレートは内管および支圧板とは独立しており、左端の内管用のガセットプレートは外管および支圧板とは独立している。この外管と内管から成る二重管を支圧板を介して PC 鋼棒で締め付ける。

このブレースに引張り力が作用すると外管と内管とも引張り方向へ移動しようとするが PC 鋼棒で締め付けられているため、それぞれのガセットプレート側の支圧板を介して PC 鋼棒を引張ることになる。その引張り力が初期圧着力以下の時は、軸剛性として外管と内管および PC 鋼棒の合計断面が有効に働き、初期圧着力を越えた力になると PC 鋼棒の断面のみが有効になり剛性が低下する。圧縮力が作用すると外管と内管とも圧縮方向に移動しようとするがそれぞれのガセットプレートの反対側の支圧板を介して PC 鋼棒を引張ることになる。このため引張り時と同様、初期圧着力以下の作用力に対しては剛で、それ以上の力に対しては柔になる。

また外管と内管の間に粘弾性体を封入し減衰性を高めることもできるが、ここでは無封入とする。

引張り時の有効断面

$$\text{剛性変化前 } A_e = oAs + iAs + A_p$$

$$\text{剛性変化後 } A_e = A_p$$

A_e = 有効断面積

oAs = 外管の断面積

iAs = 内管の断面積

A_p = PC 鋼棒の断面積

圧縮時の有効断面

$$\text{剛性変化前 } A_e = oAs + iAs + A_p$$

$$\text{剛性変化後 } A_e = 1 / \{ 1/oAs + 1/iAs + 1/A_p \}$$

圧縮時の剛性変化後の変形は外管、内管の圧縮変形および PC 鋼棒の引張り変形の合計になるため有効断面はそれぞれの断面積の逆数の和の逆数になる。

表 5-1

	ブレース断面	剛性変化前	剛性変化後
8～3 階	外管 406Φx9.5(118cm ²)	引張 259.2 cm ²	21.2 cm ²
	内管 350Φx11.1(120cm ²)	圧縮 259.2	15.2
	PC 鋼棒 4—26Φ(21.2cm ²)		
2～1 階	外管 457Φx12(167cm ²)	引張 356 cm ²	32 cm ²
	内管 406Φx12.7(157m ²)	圧縮 356	22.9
	PC 鋼棒 4—32Φ(32cm ²)		

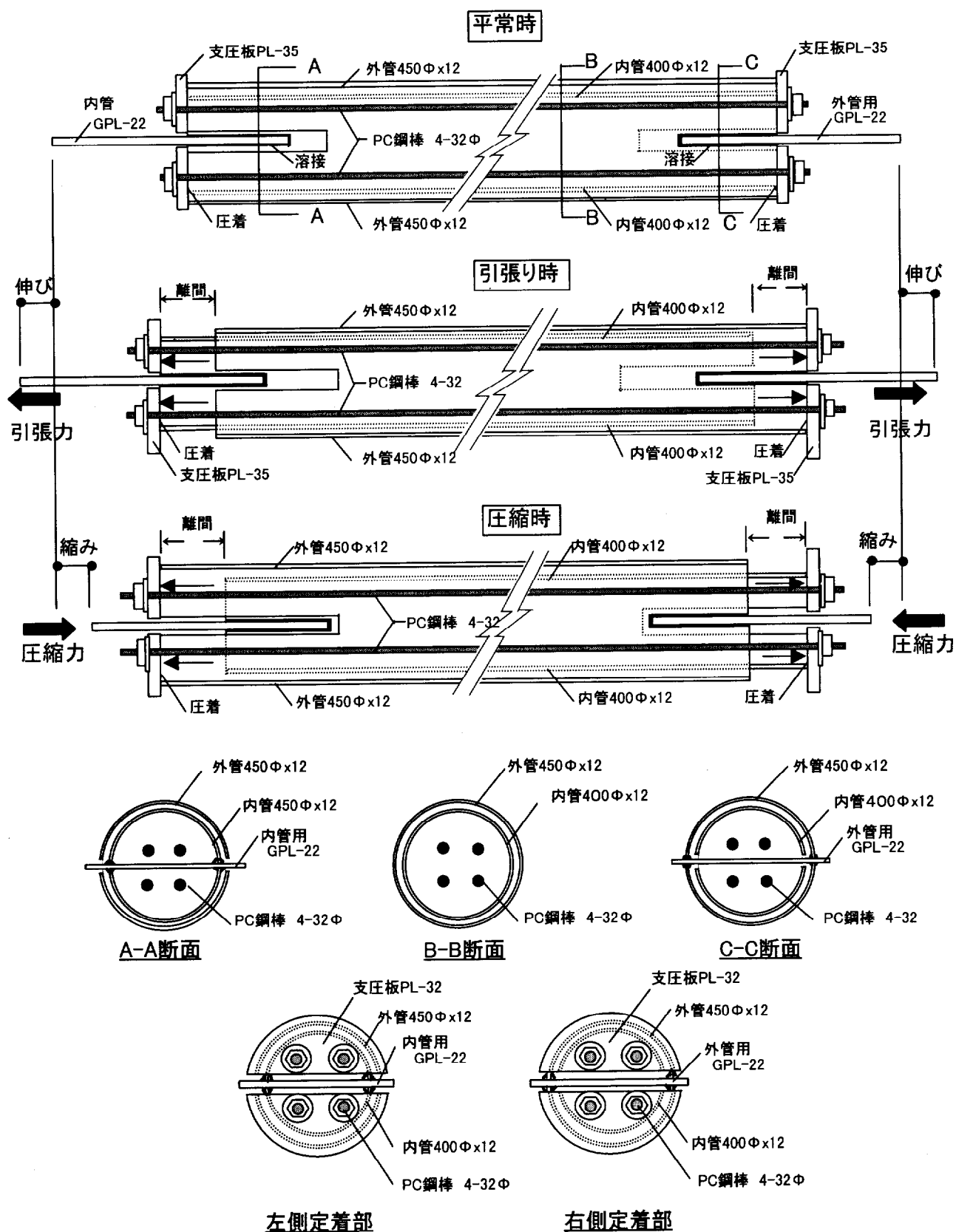


図 5 - 2 軸方向可変剛性ブレースの詳細

5. 4. 2 剛性変化点の設定

建物は台風時や小中の地震時にはできるだけ揺れの少ない剛性の高い状態がのが好ましく、大地震時には剛性が低下し柔らかく揺れる状態がよい。従って建物の剛性が剛から柔に変る剛性変化点は、設計用風外力と中地震時の外力を勘案して剛性変化点の設計せん断力を設定する。

設計用風外力としてつぎの値を用いる。

$$q_H = 150(H/10)^{1/4} \text{ kg/cm}^2, \quad C = 1.1$$

中地震時の外力として次の地震波での弾性応答値とする。

EL CENTRO 1940 NS 20Kine(207gal)

神戸波(海洋気象台) 1995 EW 20Kine(176gal)

これらを考慮して図5-3に示すように剛性変化点設計せん断力を設定し、その剛性変化点設計せん断力によって生じる可変剛性部のブレース軸力を静的応力解析により算出する。その値を地震応答解析時のブレースの軸方向剛性の変化点とする。

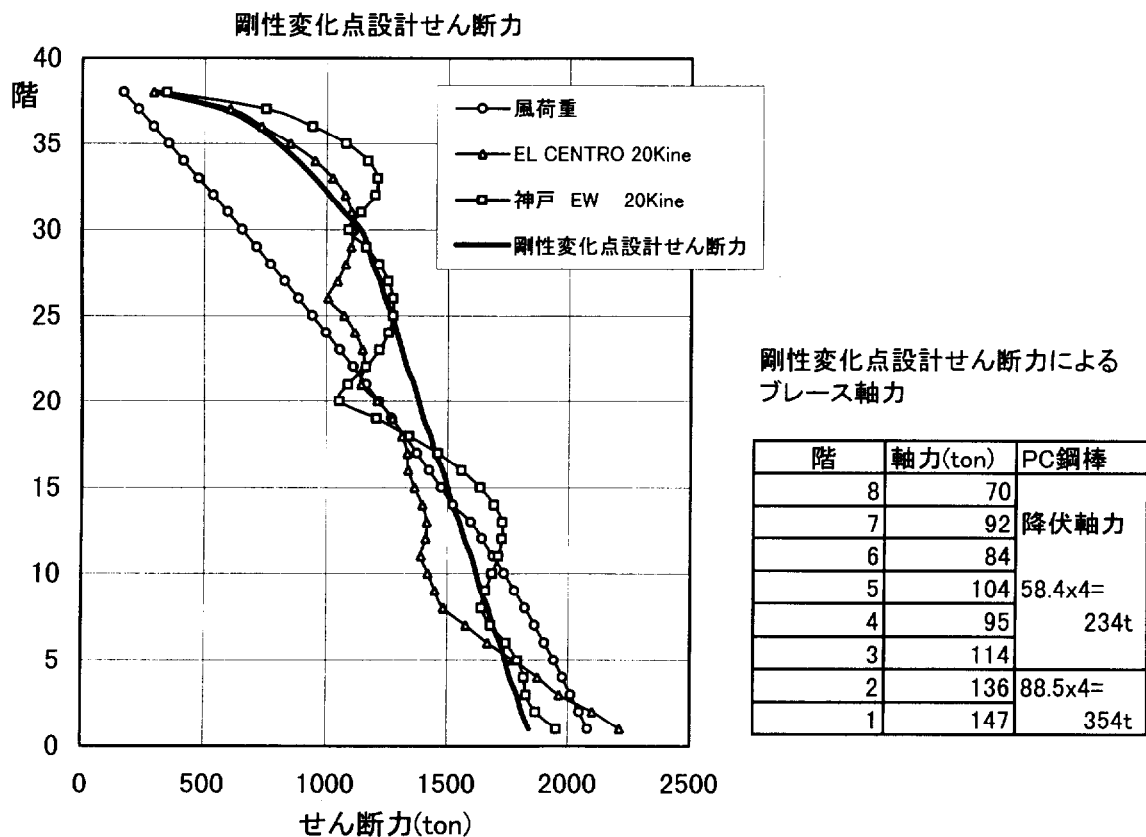


図5-3 剛性変化点せん断力

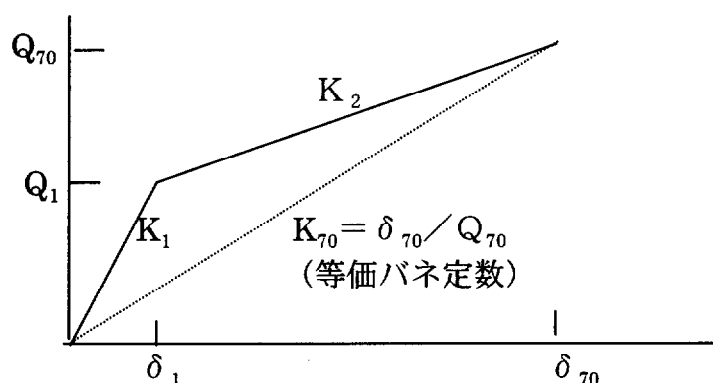
5. 4. 3 見かけのせん断バネ定数・等価バネ定数

剛性変化点前と後での建物の水平剛性の変化の度合いを比較してみる一つの方法として、せん断力を層間変位で除した値を見かけのせん断バネ定数として建物の剛性の変化を比較する。

剛性変化前のせん断バネ定数 (K_1) は、弾性線形の架構に剛性変化点設計せん断力(Q_1)に相当する外力を与えた時の層間変位(δ_1)と層せん断力(Q_1)から算出する。70Kine 相当時のせん断バネ定数(K_{70} 等価バネ定数)は、弾性非線形の架構に弾性非線形の 70Kine 時の応答層せん断力(Q_{70})に相当する外力をを静的に与えたときの層間変位(δ_{70})と層せん断力(Q_{70})から算出する。

剛性変化後のせん断バネ定数 (K_2) は、次の値とする。

$$K_2 = (Q_{70} - Q_1) / (\delta_{70} - \delta_1)$$



K_1 =剛性変化前のせん断バネ定数

K_2 =剛性変化後のせん断バネ定数

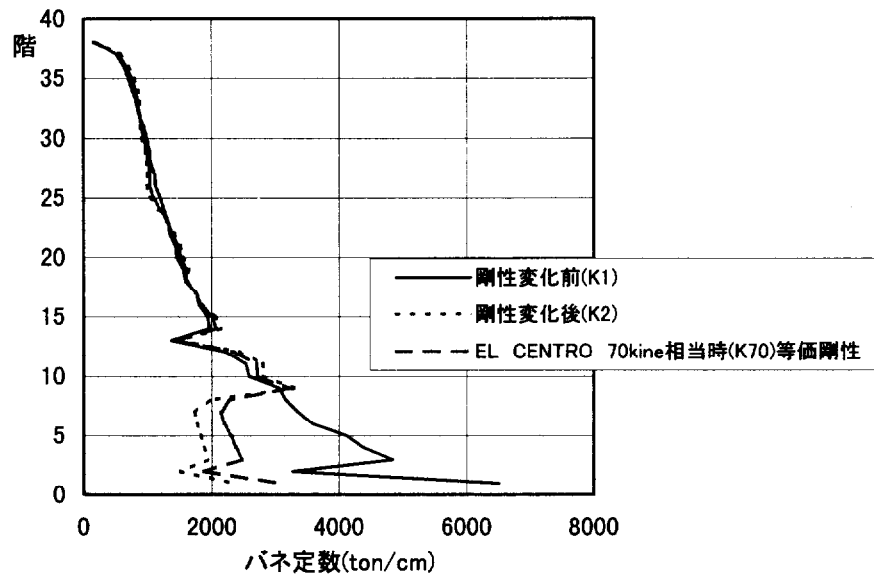
K_{70} =70Kine 相当時の見かけのせん断バネ定数 (等価バネ定数)

δ_1 =剛性変化点設計せん断力(Q_1)による弾性線形架構の層間変位

δ_{70} =70Kine 時の応答層せん断力(Q_{70})による弾性非線形の架構の層間変位

剛性変化前・後の見かけのバネ定数 (K_1 、 K_2) の比較を図 5-4 に示す。剛性の変化する 8 階で剛性変化後のせん断バネ定数 (K_2) は、剛性変化前のせん断バネ定数 (K_1) の 60%、7,6 階で 50%、5,4,3 階で 40%、1 階で 35%である。すなわち剛性変化後は初期剛性の 40%程度に建物の下層部の剛性が低下することになる。また 70Kine 相当時の見かけのせん断バネ定数(等価バネ定数 K_{70})は剛性変化後のせん断バネ定数 (K_2) の約 1.25 倍程度大きく、剛性変化前のせん断バネ定数 (K_1) と比べて 8 階で 70%、7,6 階で 60%、5,4 階で 55%、3,1 階で 50%である。13 階と 2 階のバネ定数が小さいのは、標準階に比べ階高が高いためである。

見かけのせん断バネ定数(等価バネ定数)の比較



見かけのバネ定数・等価バネ定数の変化率

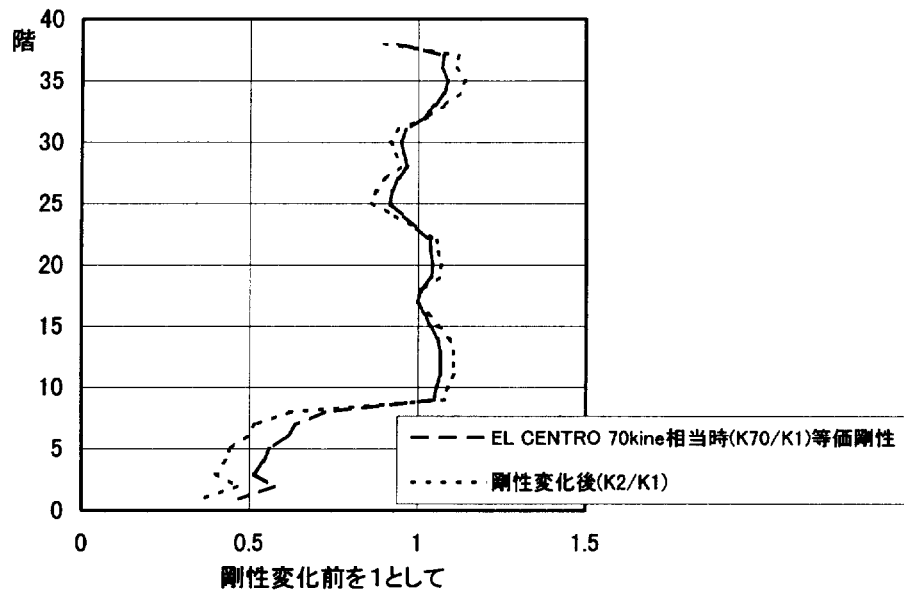


図 5 - 4 剛性変化前と後の見かけのバネ定数・等価バネ定数の比

5. 4. 4 曲げ変形とせん断変形の割合

建物の水平剛性の変化を耐力壁のせん断剛性を変化させることで生じさせようとしているので、建物の静的水平力による変形性状を確認することも必要である。

ここでは剛性変化前、剛性変化後および 70kine 時相当外力による静的加力時の変形における曲げ変形とせん断変形の割合を確認する。図 5-5 にそれぞれの段階での変形の割合を示す。

剛性変化前の変形でのせん断変形の割合は、9 階で 20%、10～12 階で 14%、それ以上の階では 10%以下であるが、下層の 1 階では 50%、2～8 階では 90～65%である。従ってせん断変形の占める割合の多い下層でせん断変形を増やすのが剛性低下には効果的であるといえる。

剛性が変化した後の付加外力による変形におけるせん断変形の割合は、9 階以上の上層階では剛性変化前とほぼ同じであるが、下層の 1 階では 95%、2～8 階では 80%前後である。

70kine 時相当外力時の変形（剛性変化前の変形と後の変形の合計）でのせん断変形の割合は、1 階では 87%、2～8 階では 80%程度で剛性変化前と後での割合の間である。

以上のことからここで検討している試設計の構造骨組みは、上層階では曲げ変形が多いのでせん断剛性を低下しても効果的ではなく、下層階のせん断剛性を低下することが建物の水平剛性を低下する上で効果的であることが確認できる。

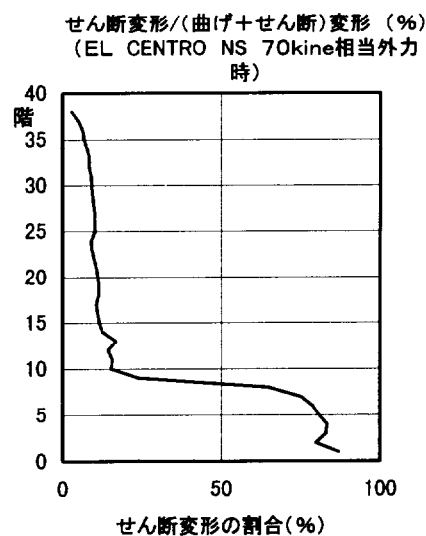
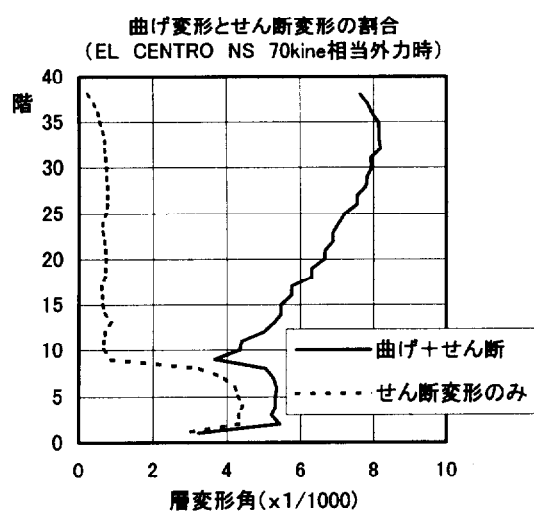
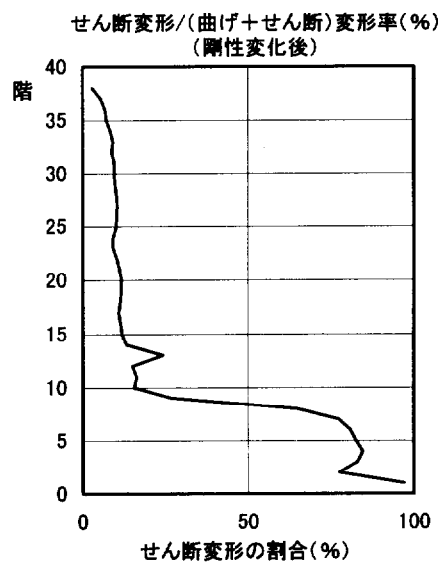
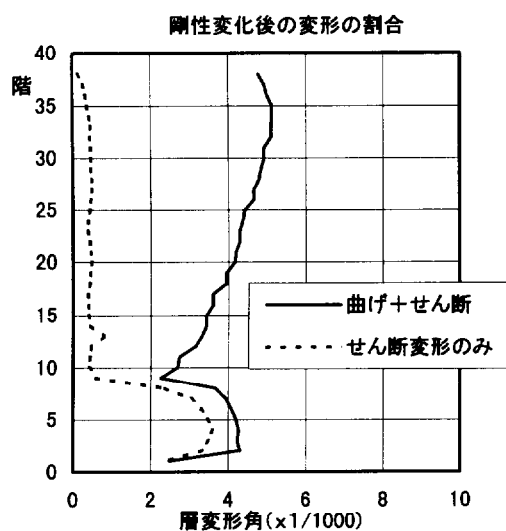
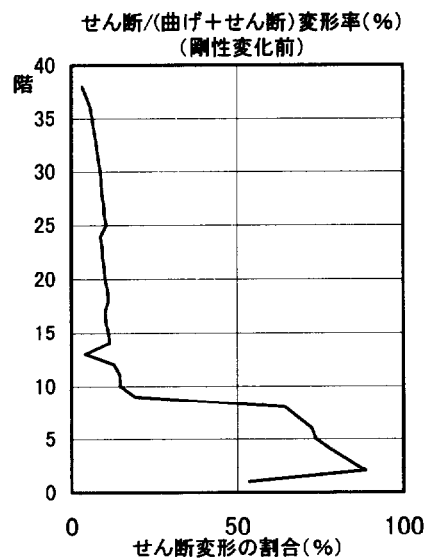
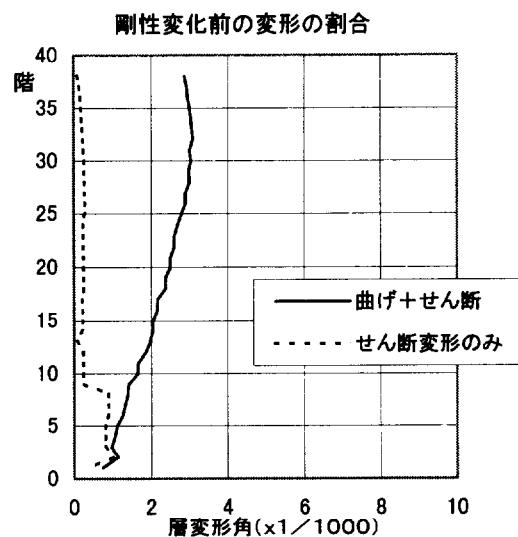


図 5 - 5 曲げ変形とせん断変形の割合

5. 4. 5 ブレースの負担せん断力

建物の剛性の変化を生じさせるのはブレースの軸方向剛性の変化であるので、建物に生じているせん断力に占めるブレースの負担率によって、建物剛性の変化の度合いが決まる。ここでは剛性変化前、剛性変化後および 70Kine 相当外力時の全水平力に対するブレースの負担せん断力を確認する。図 5 - 6 にそれぞれの段階でのブレースの負担せん断力を示す。

剛性変化前での全水平力に対するブレースの負担せん断力は、1 階で 87%、2 ～ 13 階で 70%前後、14 階以上で 60 ～ 50%程度である。

剛性変化後の付加外力に対するブレースの負担せん断力は、1 ～ 8 階では 40 ～ 20%に低下するが、9 階以上では剛性変化前とほぼ同じである。

70Kine 相当外力時の全水平力に対するブレースの負担せん断力は、1 ～ 8 階では 50 ～ 30%で剛性変化前の負担率と後の負担率の間である。9 階以上は剛性変化前・後とほぼ同じである。

以上のことから下層部のブレースの負担せん断力は、剛性変化をする前では 70%前後であったが、剛性変化後は 50 ～ 30%になる。上層階は剛性変化前も後もほぼ同じであることが確認できた。

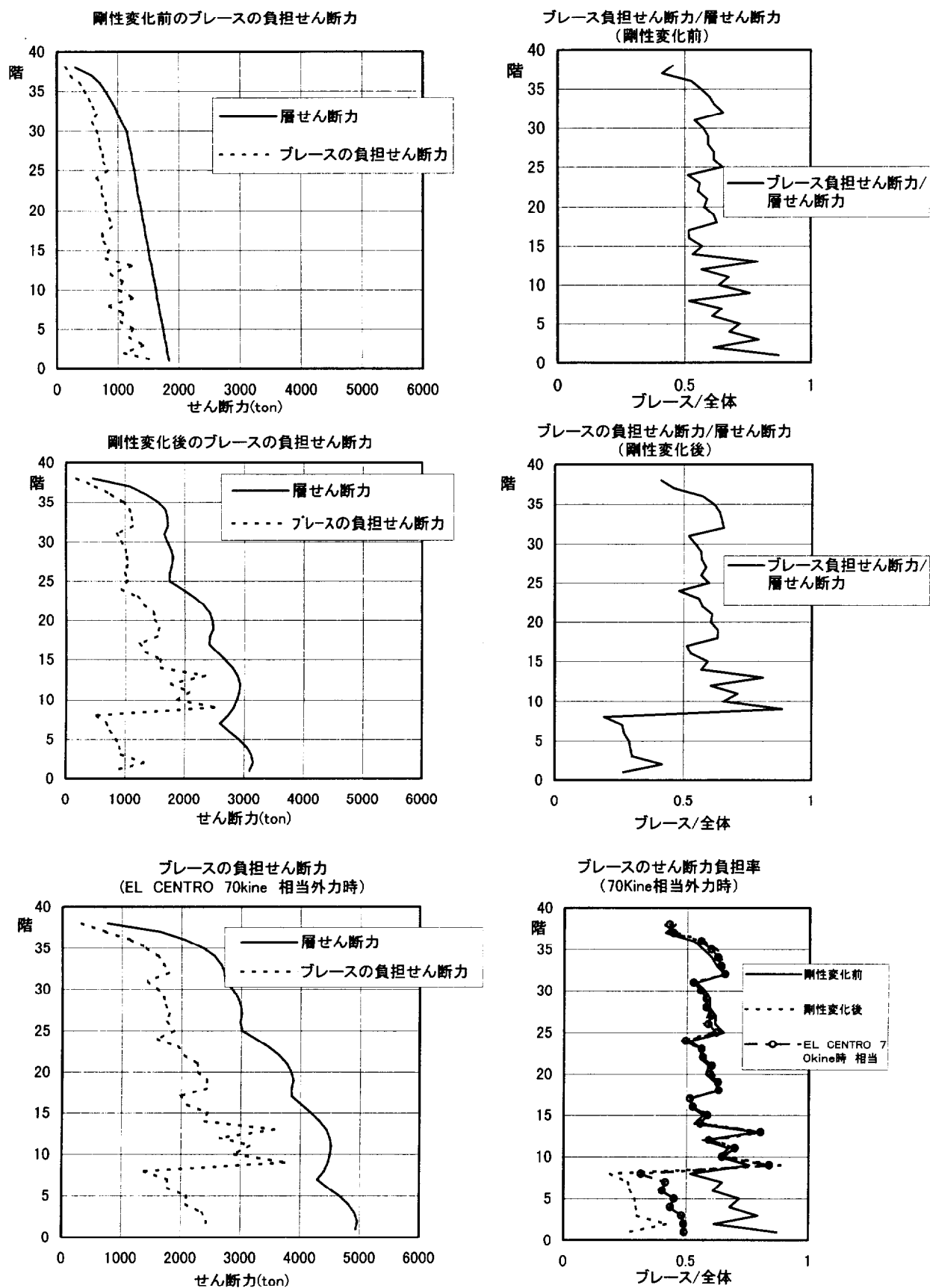


図 5 - 6 ブレースの負担せん断力

5. 5 応答せん断力・変形

建物の下層階（1～8階）に可変剛性機構をもつ弾性非線形タイプと全層弾性線形タイプの 70Kine レベルの地震入力における応答せん断力および変形を比較し、可変剛性機構の影響を検討する。

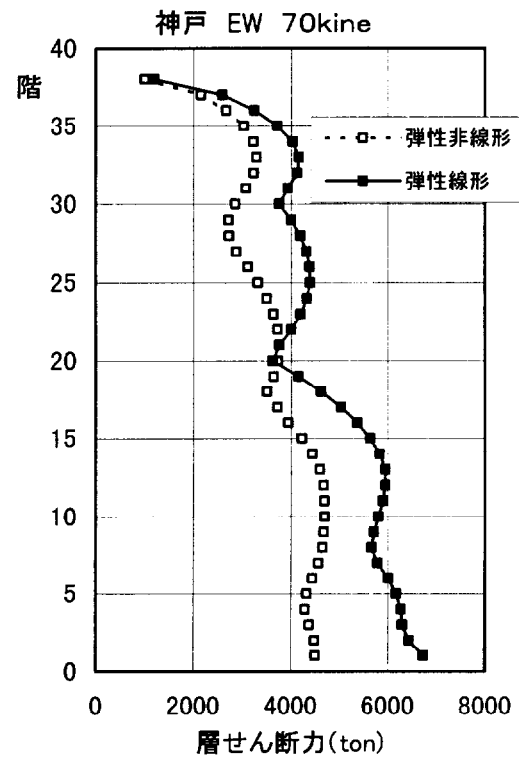
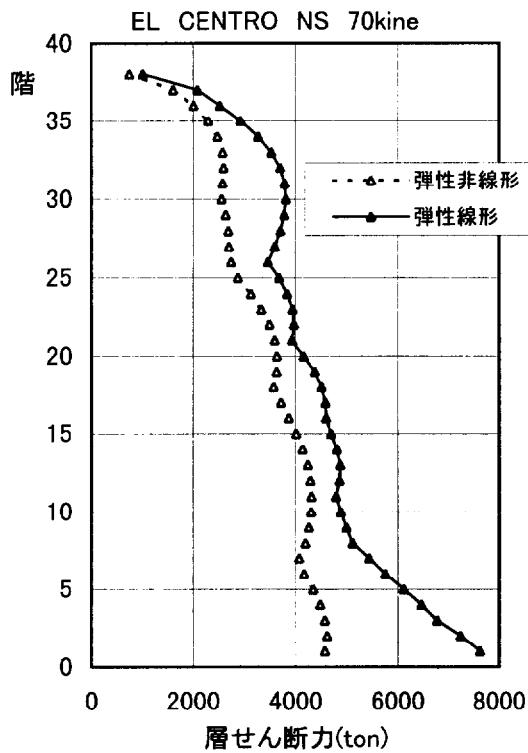
EL CENTRO NS および神戸波での弾性非線形タイプと弾性線形タイプの最大応答せん断力を図 5-7 に示す。両波において可変剛性機構の設置されている下層階（1～8階）だけでなくほとんどの階で弾性非線形タイプが弾性線形タイプより応答せん断力が小さい。図 5-9 に弾性線形に対する増減率を示しているが、1～5階で弾性線形の 0.6～0.7 倍、6～10階で 0.7～0.8 倍、さらに上階では 20 階付近を除き 0.7～0.8 倍である。20 階付近で増減率が他の階と異なる様子を示しているのは弾性線形タイプの 2 次モードの節目となるからである。

最大層間変形角と全体変形を図 5-8 に示す。

層間変形角は両波において可変剛性機構の設置されている下層階（1～8階）で弾性非線形タイプが弾性線形タイプを大きく上回るが、変形角としては 1/200 前後である。9 階からの上層階ではほとんどの階で弾性線形タイプより小さく 1/350～1/160 である。図 5-9 に弾性線形に対する増減率を示しているが、1～8階で弾性線形の 2.6～1.5 倍、9 階以上で 1～0.7 倍である。

全体変形は両波において 18 階までは弾性非線形タイプが弾性線形タイプを上回るが、19 階以上では逆に弾性非線形タイプの方が少なくなる。最上階の変位は EL CENTRO 波で弾性非線形が 62cm、弾性線形が 68cm であり、神戸波で弾性非線形が 54cm、弾性線形が 62cm である。図 5-9 に弾性線形に対する増減率を示しているが、1～10階で弾性線形の 2.6～1.5 倍、20 階以上では 1～0.85 倍である。

以上より弾性非線形タイプは可変剛性機構を設置した下層階で弾性線形タイプより層間変位は大きいもののその値は 1/200 と小さく、最上階の変形も弾性線形の 0.9 倍であり、最大応答せん断力は 20 階付近を除き弾性線形の 0.6～0.8 倍であり、可変剛性機構の有効性が確認された。



剛性変化点・風および応答せん断力

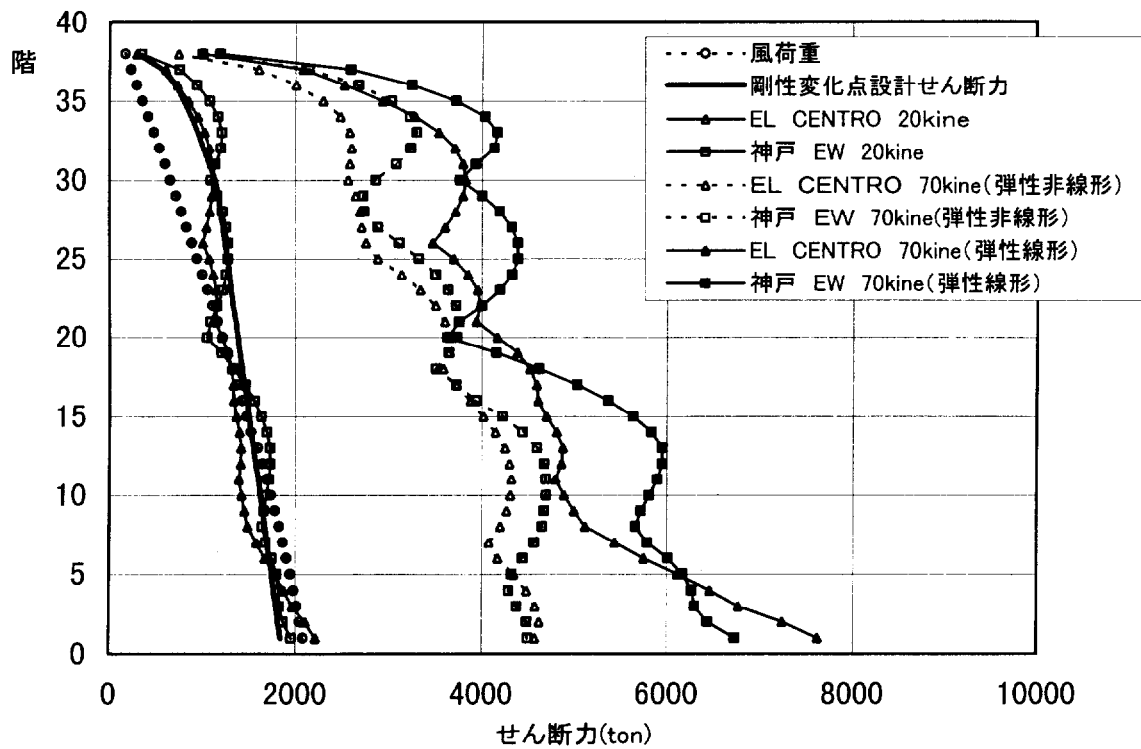


図5-7 70Kine時応答せん断力

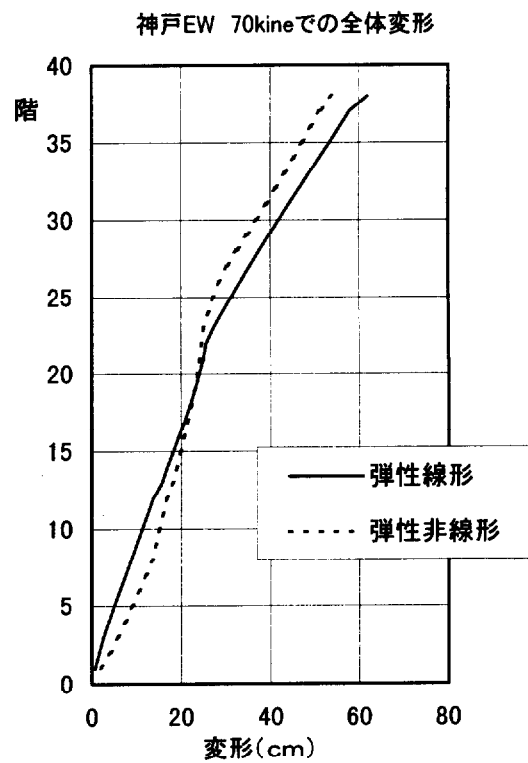
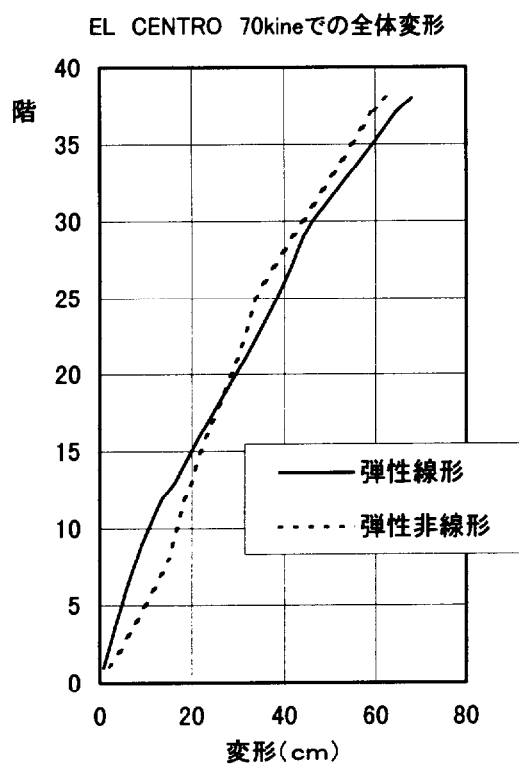
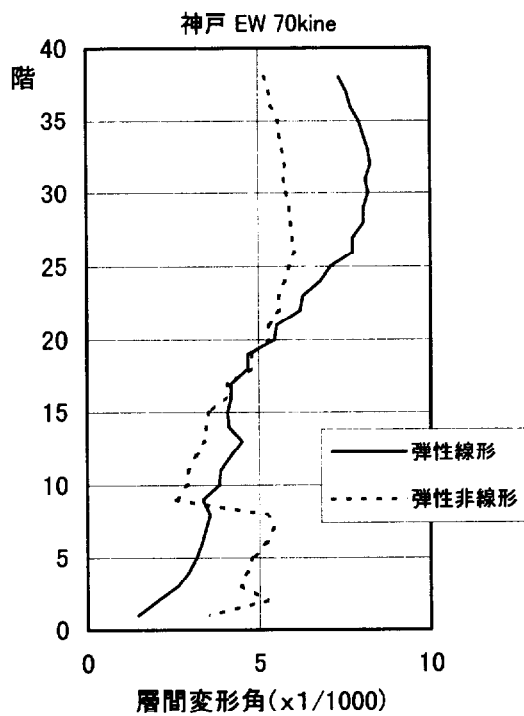
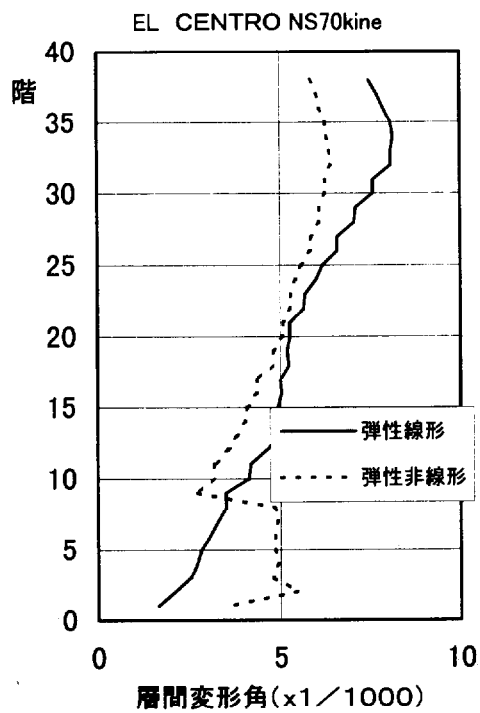


図5-8 70Kine時応答層変形角と全体変形

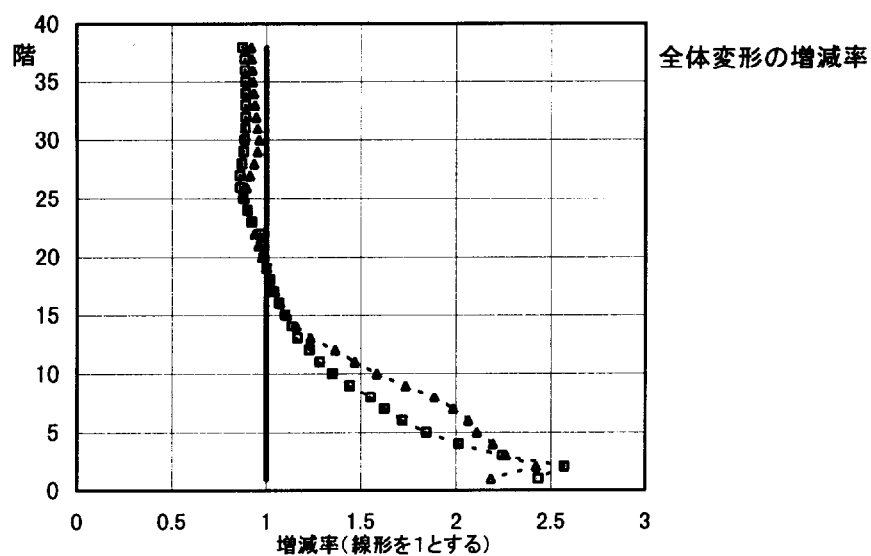
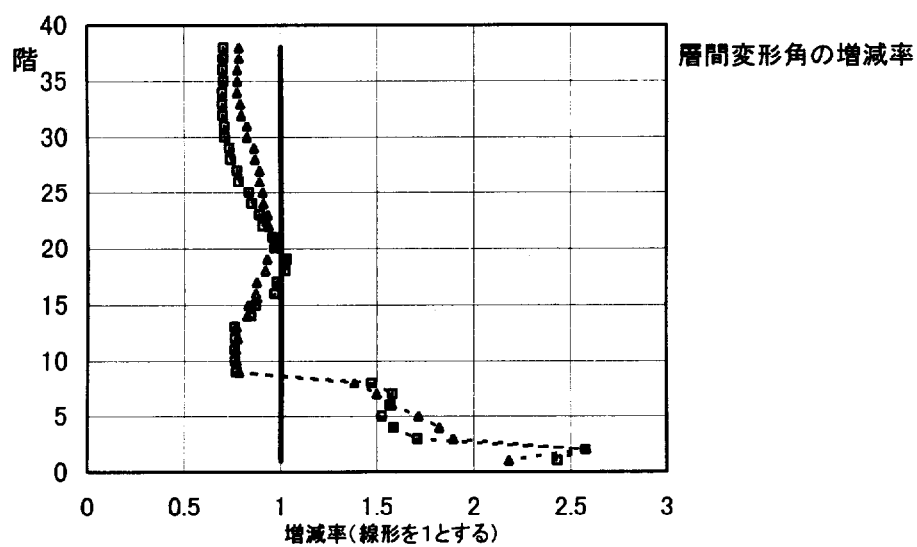
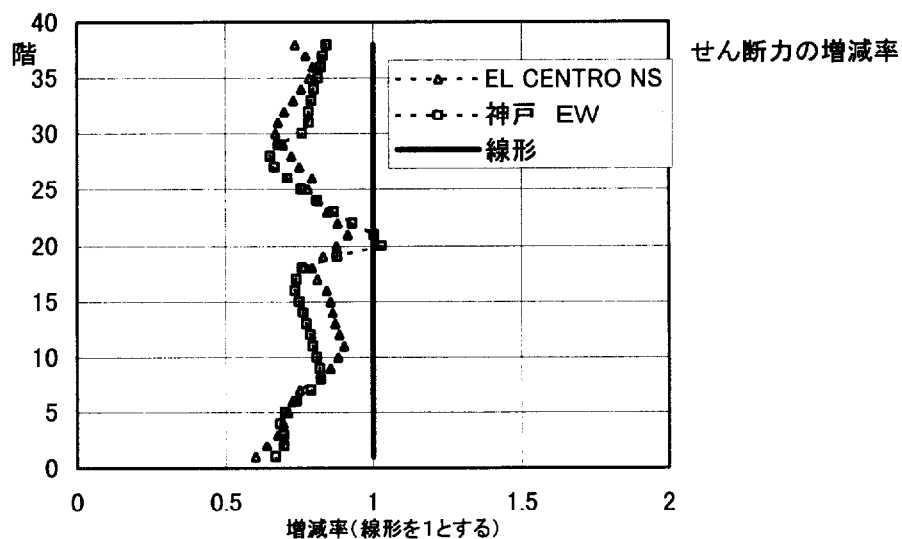


図5-9 70Kine時応答値の増減率

5. 6 可変剛性部分の第2ステップへの進入度

弾性非線形タイプの建物の下層階（1～8階）に設置している可変剛性機構のPC鋼棒が70Kineレベルの地震時において、剛性変化点で軸方向剛性が変わった後の柔の状態における軸方向変形量および降伏軸力まで余裕度を検討する。

各階のブレースの第2ステップへの70Kine応答時進入状況を図5-10に示す。

1階の初期軸力は147ton、2階は136tonであり降伏軸力は1, 2階とも354tonである。EL CENTRO波、神戸波とも最大応答軸力は210～240tonで十分余裕がある。3～8階の初期軸力は114～70tonで、降伏軸力は234ton、最大応答軸力は200ton以下で弾性限界まで十分余裕がある。

各階のブレースの余裕度を図5-11に示す。

余裕度=弾性限界軸変形量/最大応答軸変形量とする

1・2階では1.6～2.9の余裕度があり、3・4階で1.4～1.9、5・6階で1.5～2.3、7・8階で1.8～3.8である。

以上より建物の下層階で可変剛性機構を構成しているPC鋼棒は、70Kineレベルの地震時においても弾性限界までの余裕度は1.5以上あることが確認され、弾性非線形の性状を確保できると云える。

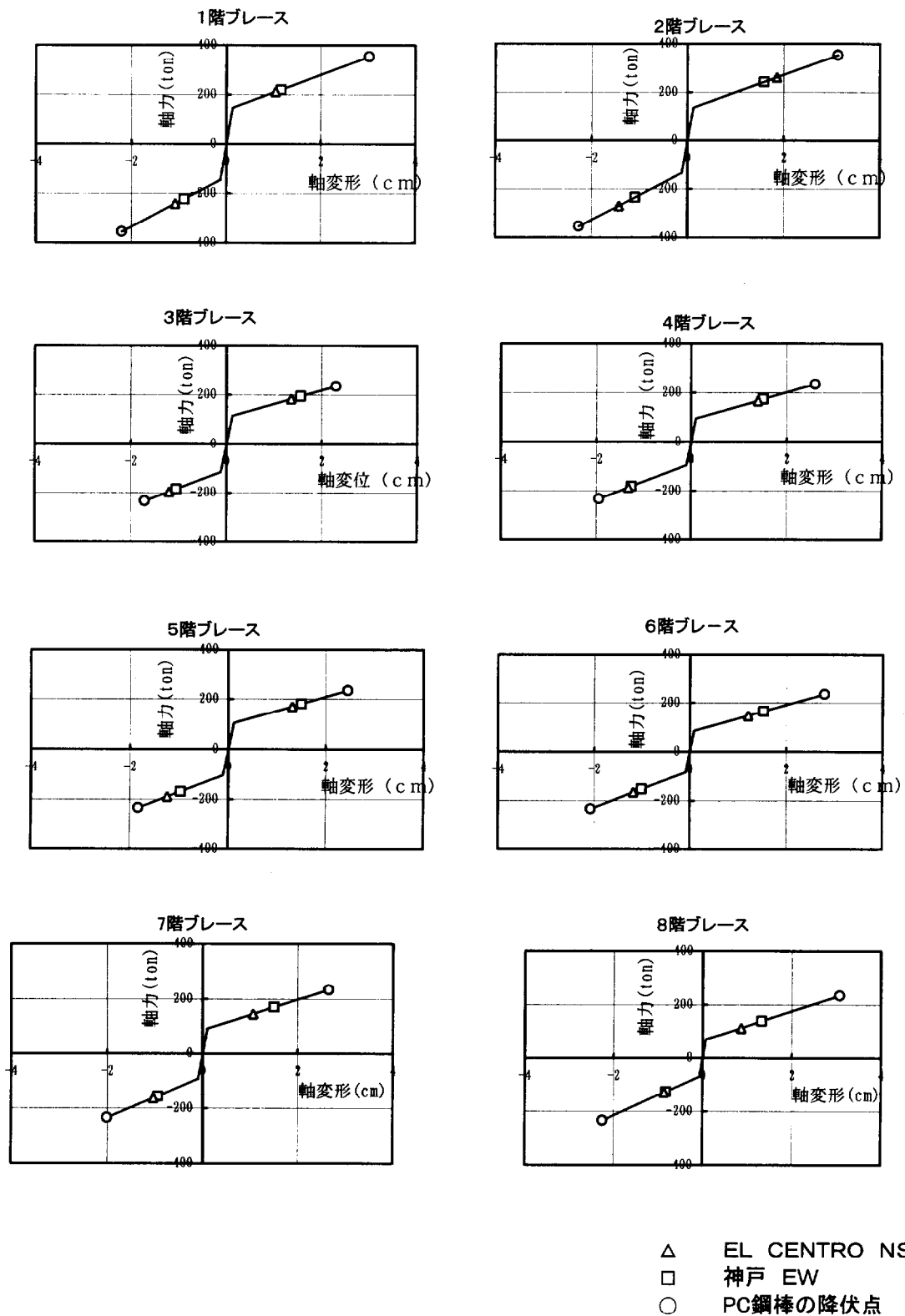
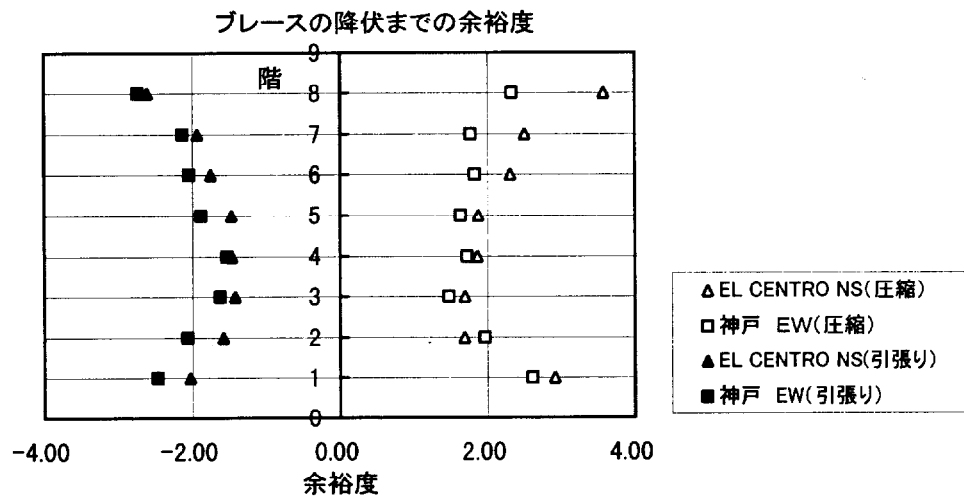


図5-10 ブレースの第2ステップへの進入状況(70kine応答時)



階	圧縮		引張り	
	EL CENTRC	神戸	EL CENTRC	神戸
8	3.57	2.33	-2.62	-2.74
7	2.50	1.77	-1.94	-2.14
6	2.31	1.82	-1.76	-2.05
5	1.87	1.63	-1.48	-1.89
4	1.86	1.72	-1.47	-1.54
3	1.69	1.47	-1.43	-1.63
2	1.68	1.96	-1.59	-2.07
1	2.91	2.60	-2.04	-2.47

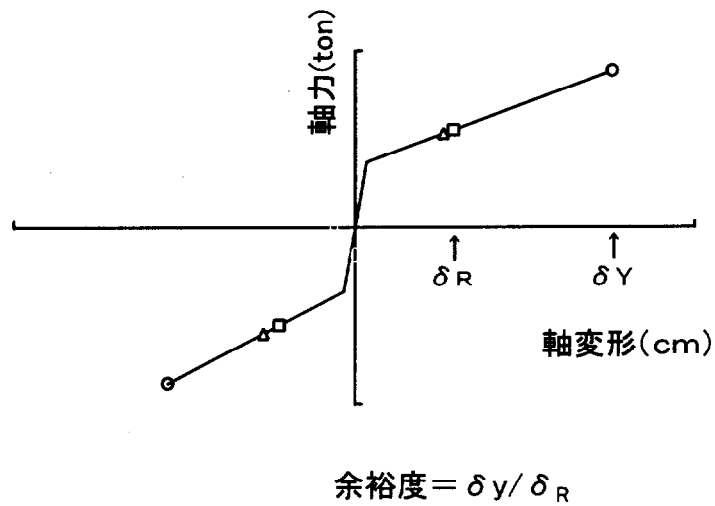


図5-11 各階の可変剛性ブレースの降伏までの余裕度

5. 7 可変剛性機構の設置階による影響

建物の水平剛性を弾性非線形で低下させる可変剛性機構の設置階による影響を検討する。ブレース断面は5. 4項で詳細を述べたものと同じとして、設置階を次の4ケースとする。

- 1 階～8 階
- 1 階～3 階
- 1 階～2 階
- 1 階のみ

上記のケースの応答せん断力の比較と弾性線形タイプに対するそれぞれのケースの増減率を図5-12に示す。各階で増減率は異なるものの1階のみに設置するケースが最もせん断力の低減が少なく、1階で ELCENTRO 波において0.87 倍、神戸波で0.98 倍、である。設置階が増えるにつれて低減の度合いが多くなり、8階まで設置したケースではELCENTRO 波で0.6 倍、神戸波で0.67 倍となる。

全体変形に関しては、応答変位の比較と弾性線形タイプに対するそれぞれのケースの増減率を図5-13に示す。3階から10階の下層階では設置階が8階までのケースが最も大きく、設置階が少ないほど小さい。しかし20階以上では増減率は1倍に近いが逆に8階まで設置したケースが最も変位が小さく、設置階が少ないほど変位は大きくなる。

層間変位に関しては、応答層間変位の比較と弾性線形タイプに対するそれぞれのケースの増減率を図5-14に示す。可変剛性機構を設置した階の層間変位は設置階の少ないほどその階の変形が大きくなる。1階のみに設置したときと2階まで設置したときは1階で弾性線形の3.6 倍、3階まで設置したときは3.3 倍、8階まで設置したときは2.4 倍である。すなわち設置階の多い方が変形が分散され、層間変位は小さくなる。

以上より可変剛性機構はある程度の階数にわたって設けることがその効果を発揮でき、局部的に変形が大きくなることがないといえる。

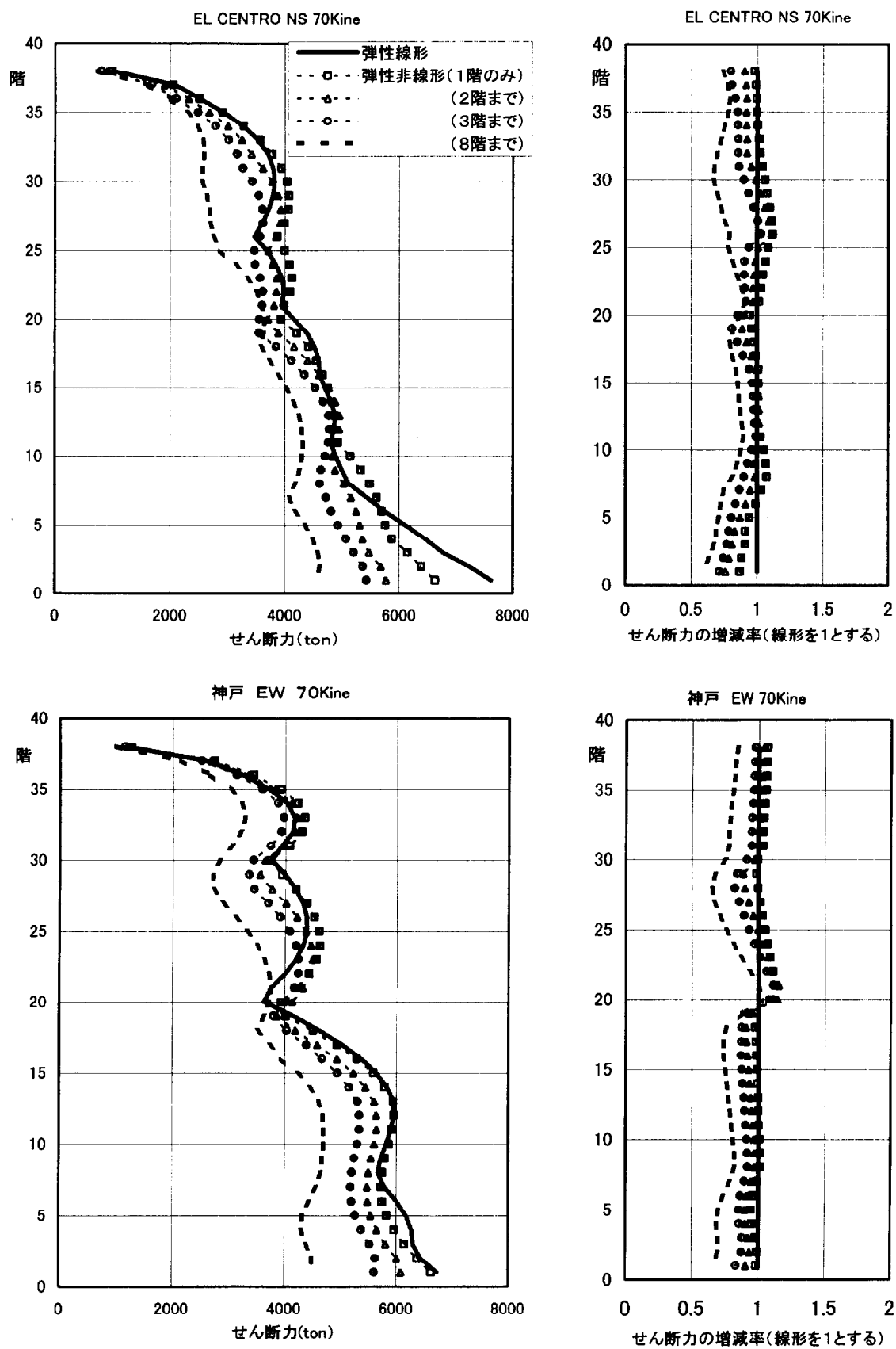


図 5 - 1 2 弾性非線形の範囲による応答せん断力比較

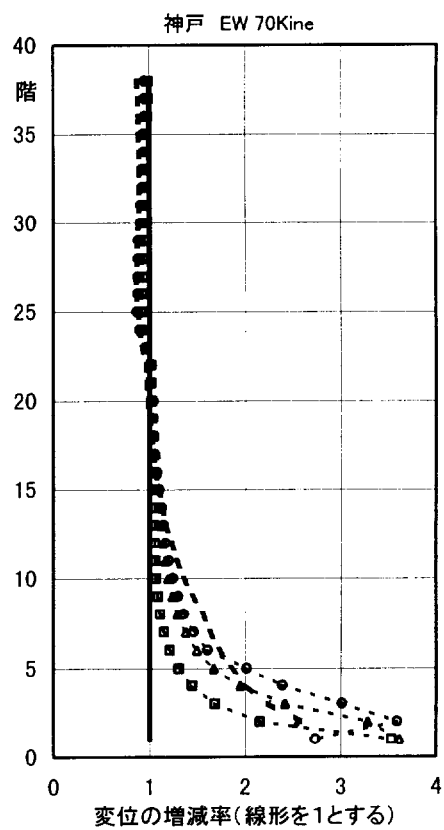
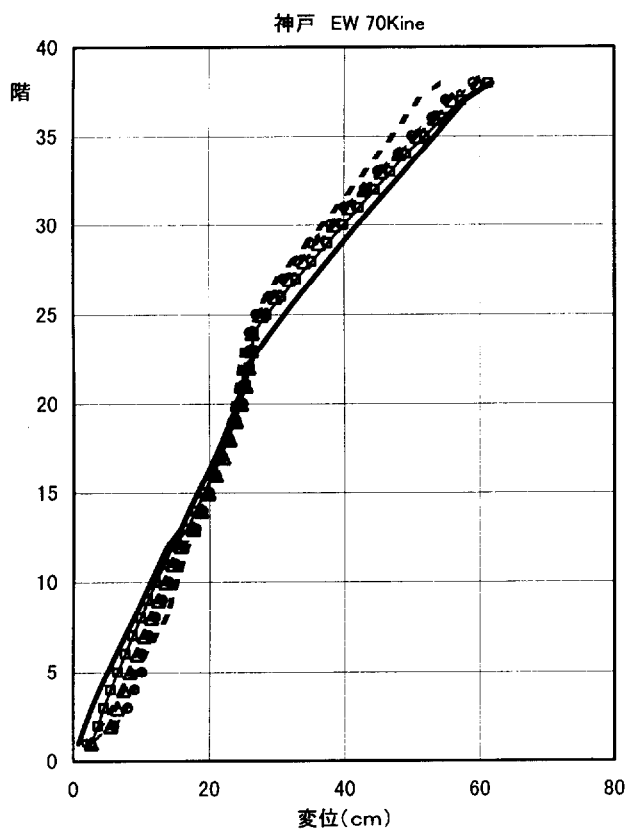
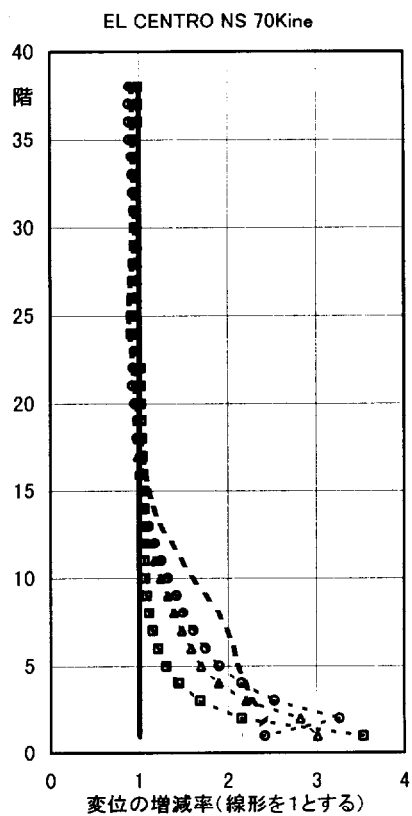
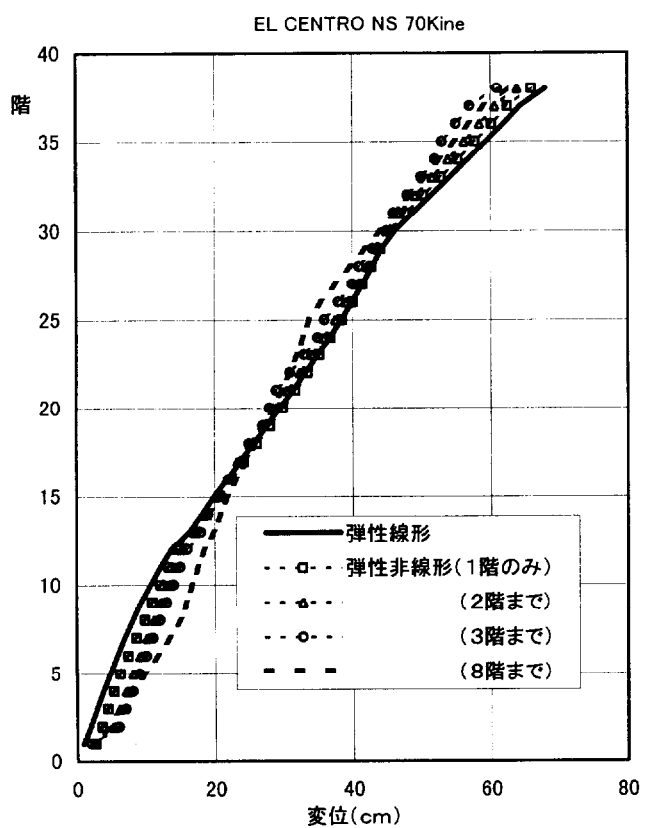


図5-13 弾性非線形の範囲による応答変位比較

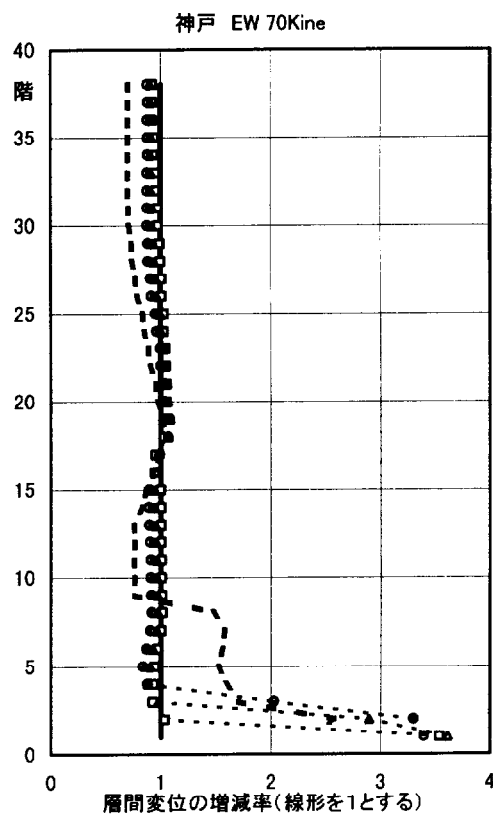
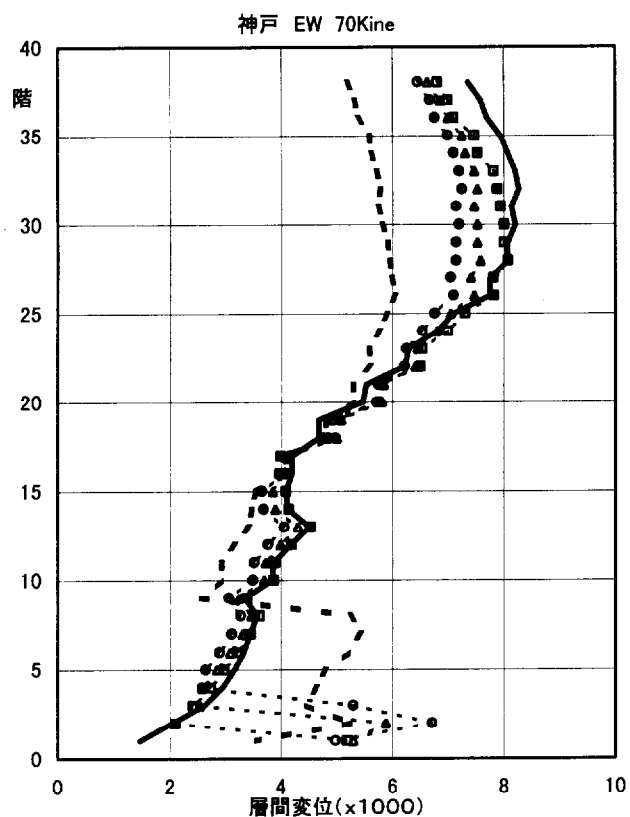
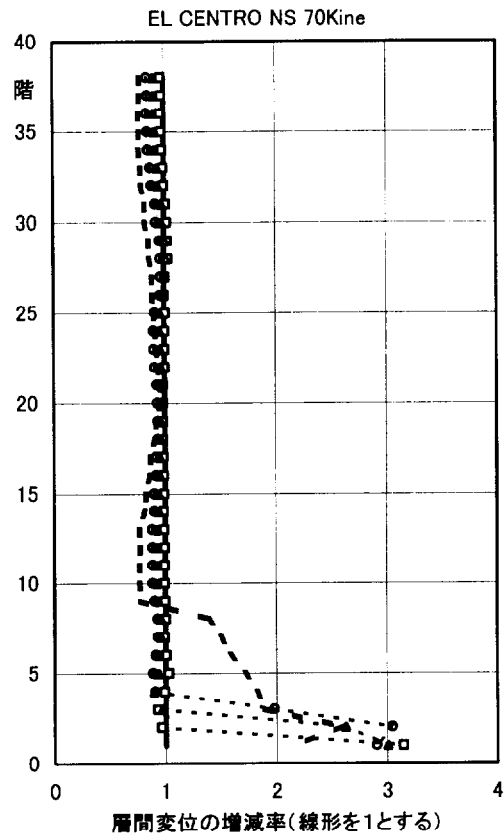
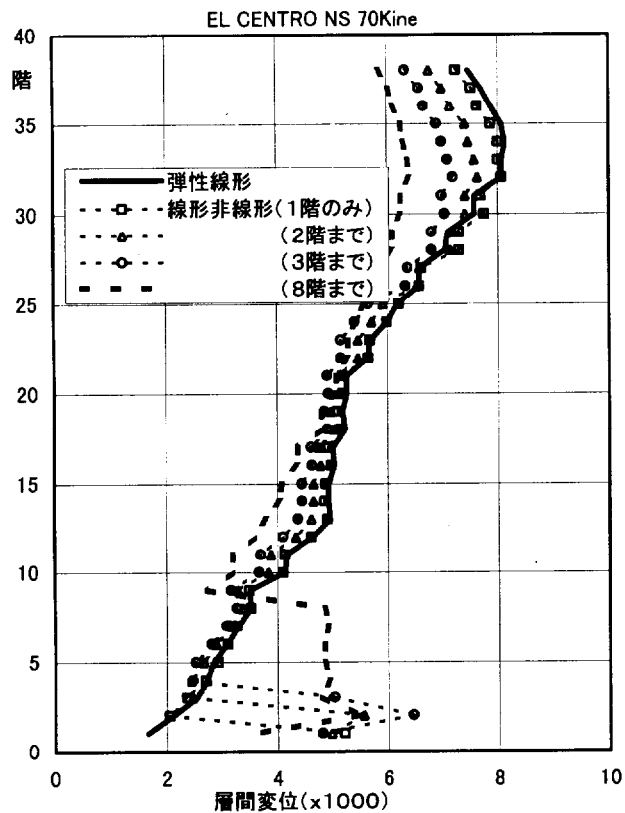


図5-14 弾性非線形の範囲による応答層間変位の比較

5. 8 柱の軸方向剛性の変化による影響

建物の水平剛性を柔らかくする方法として耐力壁のせん断剛性を低下する方法と、曲げ剛性を低下する方法がある。前項までは耐力壁のブレースの軸剛性を可変にしてせん断剛性を低下させたが、ここでは耐力壁の側柱の軸方向剛性を可変にして曲げ剛性を低下させて建物の剛性を弾性非線形とした時の地震時の応答性状について検討する。

耐力壁の曲げ剛性を低下する方法として次の二つのケースを検討する。

ケース（１）１階の耐力壁の外側柱に初期圧着力を与えておき、5.4.2 項「剛性変化点の設定」で述べた剛性変化点設計せん断力が作用し、引張り力が長期軸力と初期圧着力の和を越えたときに、柱の引張り軸剛性が PC 鋼棒だけの軸剛性になるケースである。

すなわち

剛性変化点の柱軸力(1280t)＝長期軸力(680t)＋初期圧着力(600t)

剛性変化後の柱の軸方向剛性＝（引張り側）PC 鋼棒の軸剛性
＝（圧縮側）剛性は元のまま

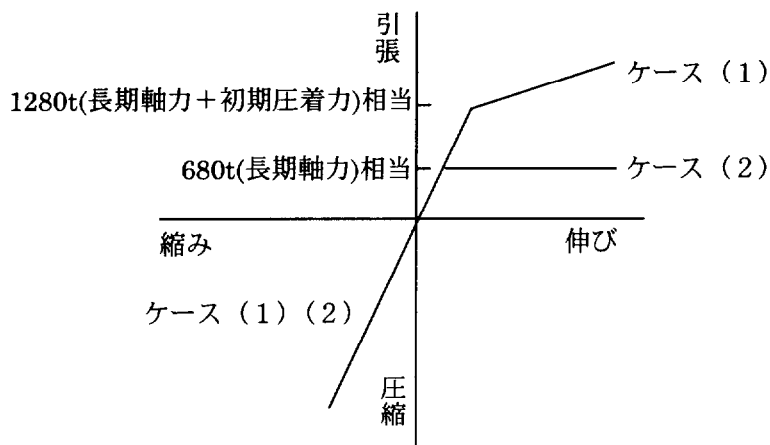
ケース（２）１階の耐力壁の外側柱に長期軸力以上の引張り力が作用した時には、柱が浮き上がるとしたケースである。

すなわち

剛性変化点柱軸力＝長期軸力（680t）

剛性変化後の柱の軸方向剛性＝（引張り側）0
＝（圧縮側）剛性は元のまま

両ケースとも耐力壁のせん断剛性は弾性線形とする。



耐力壁の1階側柱の軸方向剛性が可変、浮き上がる、8階までの耐力壁のせん断剛性が可変および弾性線形の4ケースについて、EL CENTRO 波・神戸波の70Kineレベルでの応答は以下の結果である。

応答せん断力と弾性線形に対するそれぞれの増減率を図5-15に示す。1階柱の軸方向剛性を可変としたケースは弾性線形と大差はない。柱が浮き上がるケースは1～2階で弾性線形の0.9倍、3～7階で0.85倍、8～19階で0.85から0.9倍、それ以上の階では0.85から1倍である。せん断剛性が可変のケースが最も応答値が少なく、1～5階で弾性線形の0.6～0.7倍、6～10階で0.7～0.8倍、さらに上階では20階付近を除き0.7～0.8倍である。

応答全体変形と弾性線形に対するそれぞれの増減率を図5-16に示す。下層階（1～15階）ではせん断剛性が可変のケースが最も大きく弾性線形の2.5～1.1倍でその他は大差はないが、柱が浮き上がるケース、1階柱が可変のケース、弾性線形の順で小さくなる。20階近くで皆同じになるがそれ以上の階では弾性線形が最も大きく、ついで1階柱が可変のケースが大きく、最も小さいのは地震波で異なり、柱が浮き上がるケースかせん断剛性が可変のケースである。

応答層間変位と弾性線形に対するそれぞれの増減率を図5-17に示す。1～8階まではせん断剛性が可変のケースが最も大きく弾性線形の2.5～1.4倍でその他は大差はないが、柱が浮き上がるケース、1階柱が可変のケース、弾性線形の順で小さくなる。20階近くで皆ほぼ同じになるがそれ以外の剛性変化が生じないほとんどの階ではせん断剛性が可変のケースが最も小さい。

試設計の構造骨組みにおいての検討結果では以下のことが言える。台風や中小地震による水平力に対しては建物の揺れが少ないように剛性変化点を設定した可変剛性タイプでは、耐力壁の1階の曲げ剛性の低下では応答低減効果が無く、8階までのせん断剛性を低下させる方法が効果的である。

また柱軸力（地動10Kineあるいは設計風外力の50%で浮き上がる）以上の引張り力が作用したら浮き上がるタイプは下層階のせん断力がある程度（約10～15%）低減できる。しかし地動10Kineあるいは設計風外力の50%（長期軸力相当の引き抜き力）で浮き上がるとするには設計として好ましいとは言えない。

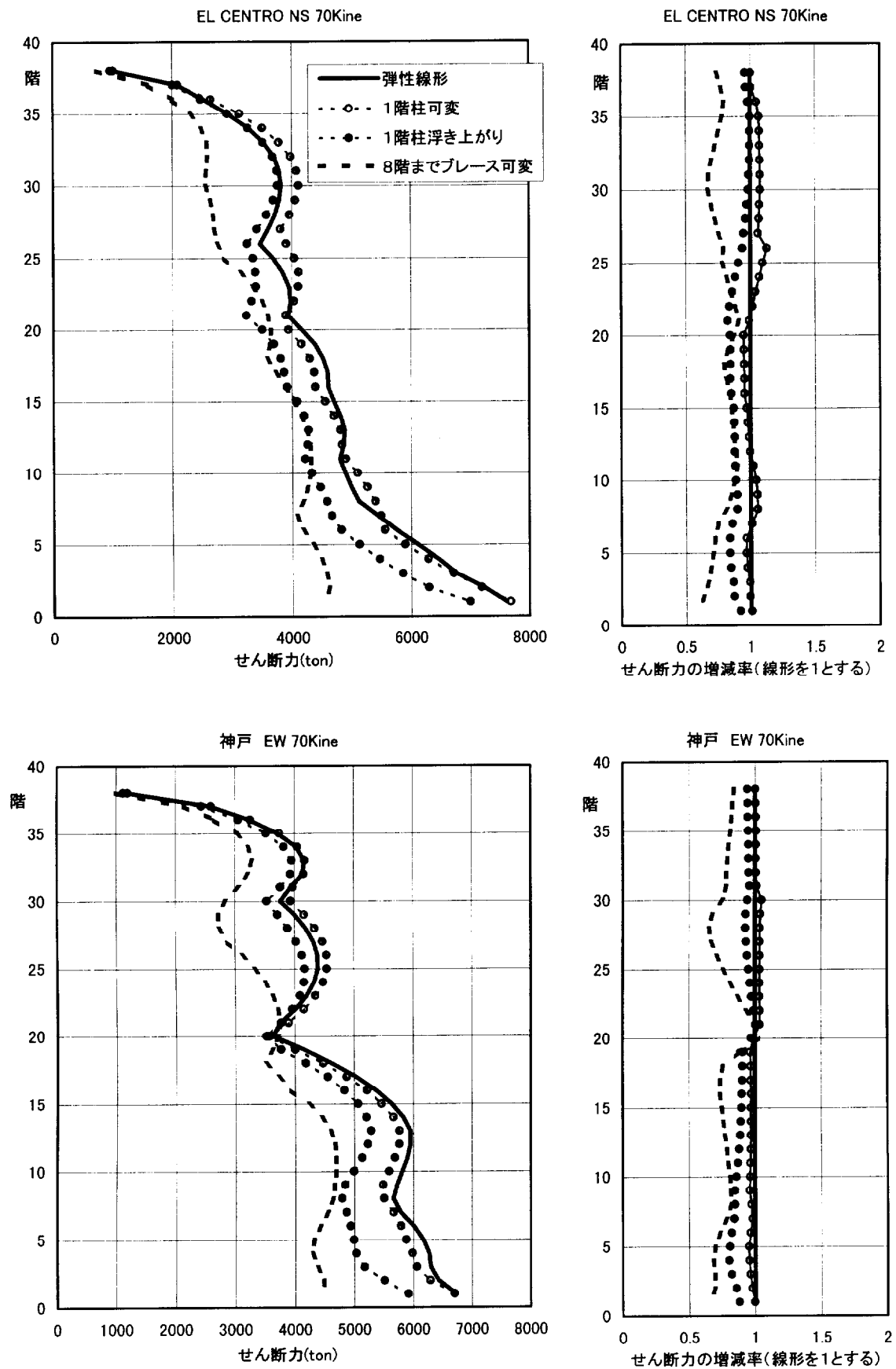


図5-15 柱可変・浮き上がりの応答せん断力

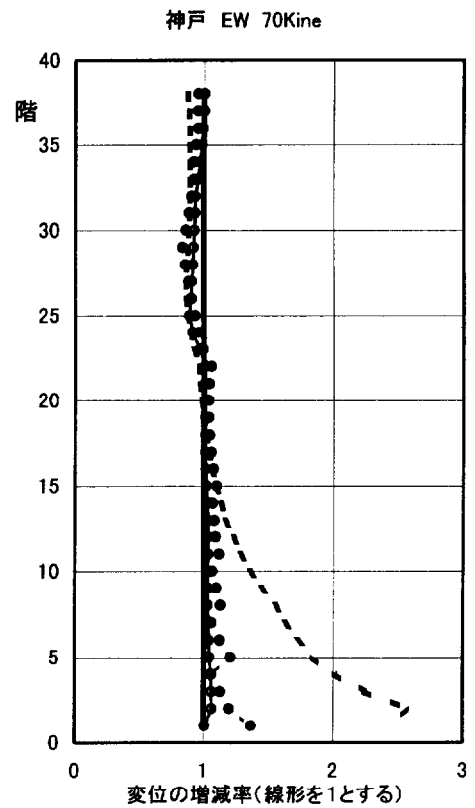
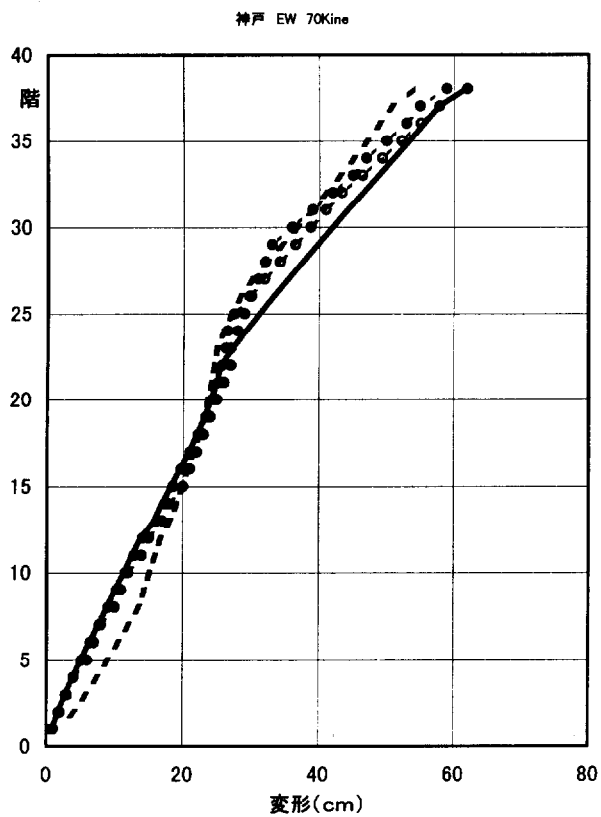
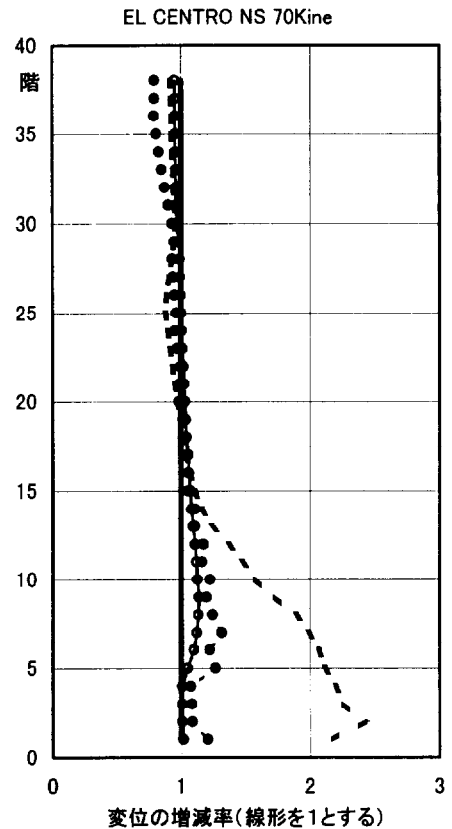
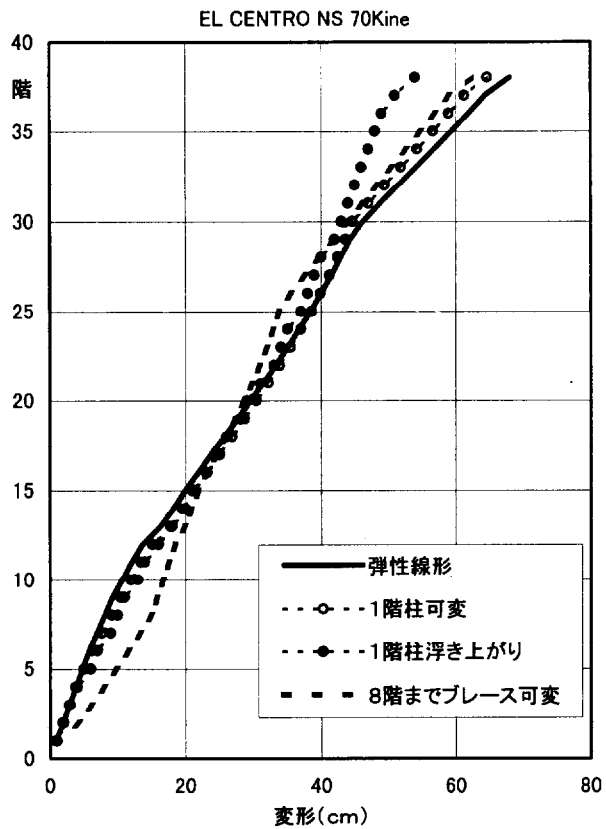


図 5 - 1 6 柱可変・浮き上がりの応答変位

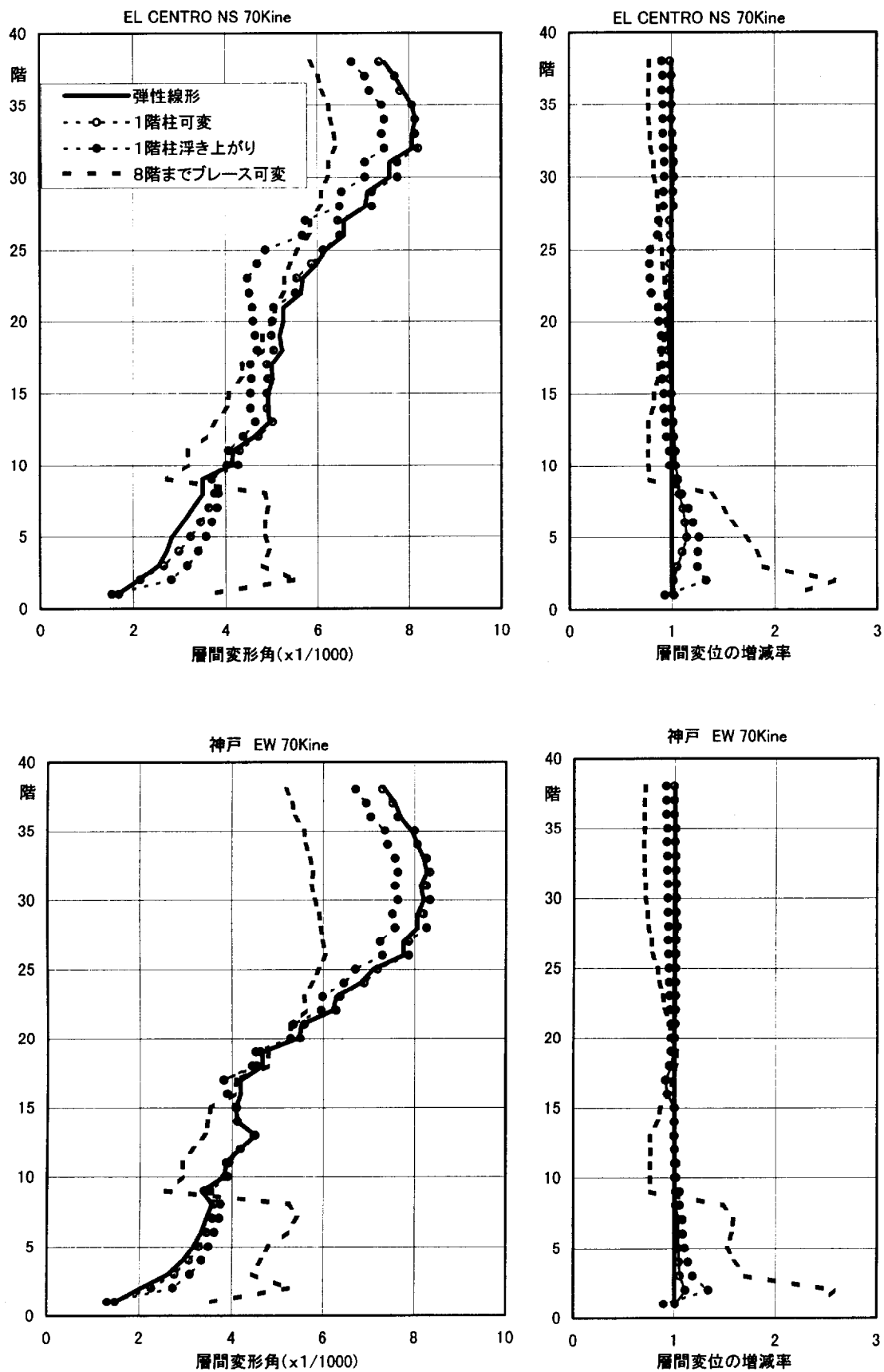


図5-17 柱可変・浮き上がりの応答層間変位

5. 9 結

可変剛性機構の有効性を検証するため、下層階にその機構を設けた 38 階の超高層ビルの試設計において地震応答解析を行い、その装置を有しないものと比較を行った。また可変剛性機構の設置方法による影響を調べるために、可変剛性機構のブレースの設置階による影響と耐力壁の浮き上がり効果の影響について検討を行い、今回の試設計の構造計画においては以下の結果を得た。

曲げ変形とせん変形の割合から考察すると、ここで検討した試設計の構造骨組みは、上層階では曲げ変形が多いのでせん断剛性を低下しても効果的ではなく、下層階のせん断剛性を低下することが建物の水平剛性を低下する上で効果的である。またブレースの負担せん断力は下層部での負担率として剛性変化前では 70%前後であるが剛性変化後は 50~30%になり、上層階での負担率は剛性変化前も後もほぼ同じである。

応答せん断力に関しては、20 階付近を除き弾性非線形タイプの最大応答せん断力は弾性線形の 0.6 倍~0.8 倍であり、可変剛性機構の有効性が確認された。

変形に関しては、可変剛性機構を設置した下層階で弾性非線形タイプは弾性線形タイプより層間変位は大きいもののその値は 1/200 と小さく、最上階の全体変形は小さく弾性線形の 0.9 倍である。

可変剛性部分の第 2 ステップへの進入度に関しては、建物の下層階で可変剛性機構を構成している PC 鋼棒は 70Kine レベルの地震時においても弾性限界までの余裕度は 1.5 以上あることが確認され、弾性非線形の性状を確保できる。

可変剛性部分の設置階による影響としては、可変剛性機構はある程度の階数にわたって設けることがその効果を発揮できるとともに、局部的に変形があまり大きくなることはないので適切な設置方法である。

柱の軸方向剛性の変化による影響としては、台風や中小地震による水平力に対しては建物の揺れが少ないように剛性変化点を設定した可変剛性タイプでは、耐力壁の 1 階の曲げ剛性の低下では効果が無く、8 階までのせん断剛性を低下させる方法が効果的である。また長期軸力以上の引っ張り力が作用すると浮き上がるタイプは、下層階のせん断力のある程度（約 10~15%）低減できるが、地動ほぼ 10Kine、設計風外力の 50%（長期軸力相当の引き抜き力）で浮き上がりが生じるとするには設計として好ましいとは云えない。

第6章 結論

本研究は建物の構造的な性能向上を図るために、建物の振動性状を弾性非線形にする機構を提示し、その機構の復元力特性を確認し、その特性を持つ構造物の地震時における応答が弾性線形より少ないことを検証することで、耐震設計におけるこれからの制振技術の一要素として提案するものである。

本論文での可変剛性機構は1960年代半ばの超高層の黎明期に著者らが研究・実験・開発したものであるが、当時の動的解析技術や制振技術は現在とはかけ離れたものであったため、性能確認・評価が十分でないまま終わっていたものである。

近年の免震構造を含めた制振技術のめざましい普及により、いろいろなデバイスや新材料が開発されている中で、本研究のような従来から建設工事で一般的に使用されている材料や工法を見直して、適切な活用を試みるのが少ない。それに対する示唆を含めて本論文をまとめた。

1章では、耐震設計の現在までの流れを省み、本研究の位置付けと本研究に類する既往の研究の整理を行った。本研究の可変剛性機構を地震や風の影響を少なくするために共振を避ける手段としての制振構造の一つに位置づけ、振動基盤と上部を絶縁する免震構造とは分けし、剛性の非線形化による柔構造とする。本研究に類する既往の研究では、弾性非線形に関するものは少なく、実現されているものはコンピュータ制御による剛性を可変とするアクティブ型のもので、コンピュータ制御のON/OFFによりブレースとフレームを離接合できる機構と可変オイルダンパーにより減衰力を制御する制振装置だけある。また本研究の可変剛性機構と類似の装置としては、バネに元応力を与えた伸縮装置の特許がある。これは著者が特許出願した1年後に出願されたものである。

2章では、弾性非線形の可変剛性機構の概念を明確にするためその原理を述べ、弾性非線形の復元力特性を建物に付与することによる耐震上の効果について以下のようにまとめた。

- 1) 弾性非線形の可変剛性機構は、台風や小中の地震の時は建物を剛性の高い揺れの少ない状態に保ち、大地震の時は剛性が低下して建物の地震応答を低減し、しかも相当な大地震でも弾性復元する制振機構である。
- 2) この可変剛性機構はPC鋼棒と圧縮材（コンクリート・鉄骨など）によって構成される。剛な圧縮材をPC鋼棒で締め付け定着し、両端のPC鋼棒を引張れば初期剛性はPC鋼棒と圧縮材の剛性の和であるが、引張り力が初期締め付け力を超えるとPC鋼棒だけの剛性に低下し、PC鋼棒が降伏する前に除荷すると同じ履歴をたどり原点に戻り、残留変形を残さない。

- 3) 剛性変化点は初期圧着力で、剛性低下率は PC 鋼棒と圧縮材の剛性比率で、弾性限までの伸び量は PC 鋼棒の初期応力度で、これらの設定ができる。
- 4) 使用する材料・工法は在来の建築資材と工法なので、品質が安定しているとともに経済的である。さらに、構造部材を損傷することなく弾性復元するので地震被災後の性能の確認・調整および取り替えがほとんど不要である。

第 3 章では可変剛性機構の弾性非線形の復元力特性を確認するために、実物のほぼ 1/2.5 の大きさの鉄骨ブレースおよびプレストレスト・コンクリートブレースの二つのタイプで静的載荷試験を行い、弾性非線形の挙動を示すことを確認した。また本試験に先立ち可変剛性機構の主要素である PC 鋼棒の定着部を含めた試験も行い、その力学的性状を確認した。その結果次のことを得た。

1) PC 鋼棒の定着部を含めた性状

定着部を含んだ PC 鋼棒の引張り剛性は、定着部のナットと座金のなじみのよる変形の影響により見かけのヤング係数が低下する。今回の試験に使用した定着長さが 1m および 1.84m において約 80%であった。

2) 可変剛性機構の PC 鋼棒の歪み度

両タイプの供試体とも剛性変化点に達すると PC 鋼棒の歪み度が急に増加し、ブレースとしての剛性が低下したことを示す。PC 鋼棒の弾性範囲内で除荷すると剛性変化点までは柔の状態に戻り、その後は再圧着するため元の剛な状態になって原点に復帰してくる。すなわち弾性的な挙動をしながら剛性が剛から柔へ、剛から柔へと変化することを明確に示す。

PC 鋼棒の弾性限界を超えて載荷した後に除荷すると、第 2 ステップと同じ勾配で戻り再圧着することなく荷重が 0 になっても残留変形を残す。しかし残留変形の量は弾塑性タイプより少ない。

3) 可変剛性機構の復元力特性

フレームの剛性に比べてブレースの剛性が高い鉄骨ブレースの K 型タイプでは、載荷荷重が剛性変化点に達すると剛性低下が生じ第 2 ステップには入る。さらに PC 鋼棒の弾性限近くまで載荷した後に除荷すると荷重を増加したときと同じ履歴をたどり、剛性変化点からは再び剛性が高くなり元の初期剛性で原点へ戻る。すなわち PC 鋼棒の弾性域での繰り返し載荷に対して弾性非線形の復元力特性を明確に示すことが確認された。

フレームの剛性とブレースの剛性がほぼ同じプレストレスト・コンクリートブレースの X 型タイプでは不明確ながらやや弾性非線形の特性を示す。弾塑性域まで載荷した後の残留変形は多少あるものの従来の弾塑性タイプより少ない。

- 4) 実験値と計算値はよく一致していることから、可変剛性機構の特性を容易に設定できるといえる。

4 章では弾性非線形の復元力特性を持つ可変剛性機構について、1 質点モデ

ルおよび最下層が剛性変化する4質点モデルにおいて時刻歴応答解析を行い動的性状を検討し以下のことを確認した。

1) せん断力(地動 70Kine 時)

1秒以上の周期帯で弾性非線形は線形弾性と比べて、1質点では約0.6倍に低減し、4質点では剛性変化する最下層が0.55~0.95倍、上層に行くにつれて0.6~1.05倍と低減が少なくなる。弾塑性非線形に対する増減率は0.9~1.65倍程度である。

2) 層間変位(地動 70Kine 時)

1秒以上の周期帯で弾性非線形は線形弾性と比べて、変形は1質点で1.0~1.5倍、4質点の最下層では1~2.3倍となるが、その他の層は小さく0.55~1.05倍である。弾塑性非線形に対する増減率はほとんどの層で1.0~1.6倍程度である。

3) 全体変形(地動 70Kine 時)

4質点の最上部の変形は、1秒以上の周期帯で弾性非線形は線形弾性と比べて0.75~1.2倍で大差はない。弾塑性非線形に対する増減率は0.9~1.6倍程度である。

4) 第2ステップへの進入度(地動 70Kine 時)

1秒以上の周期帯で第2ステップへの進入度(β)は、1質点では2.0~4.0で弾性限($\beta_y=4.3$)以下であるが、4質点では0.8秒以上で3.0~6.0である。周期が長いほど小さくなる傾向にあり、3.0秒以上では弾性限($\beta_y=4.3$)以下である。剛性変化する最下層に変形が集中しエネルギーを吸収するため、1質点の進入度(β)と比べ全周期帯において大きく、1倍~2倍程度となる。

5) 弾性歪みエネルギー(地動 70Kine 時)

1質点モデルでは1秒以上の周期帯での最大弾性歪みエネルギーは、剛性変化点が25Kineの時は弾性非線形と線形弾性とほぼ同じである。

4質点モデルの最下層の弾性歪みエネルギーは弾性線形が小さく、剛性変化が生じる弾塑性非線形・弾性非線形の順で大きくなる。2層目より上層では弾性線形が最も大きく弾性非線形・弾塑性非線形の順で小さくなる。

弾性線形に対する弾性非線形の弾性歪みエネルギーの増減率は、剛性変化の生じる最下層では1.0~2.8倍と大きい、2層目より上層では0.6~1.0倍である。

各層の弾性歪みエネルギーの最大値の合計における増減率は、1.0~2.5秒では1倍前後、3秒以上では0.6~0.9倍と弾性非線形が線形弾性より少ない。

6) 剛性変化点による影響(1質点)

50Kine時の弾性非線形の応答せん断力は、0.8秒以上では弾性線形の0.45~0.8倍であり、剛性変化点が低いほど弾性線形と比べて小さい。これらの数値は略算値の0.6~0.7と大きく外れていない。

弾塑性非線形と比べるとばらつきはあるが増倍率は1~2倍で、剛性変化点

が低いほど増倍率が大きい傾向である。剛性変化点が 20Kine、25Kine の場合は 3.0 秒以上では増倍率は 1.0～1.2 倍で、剛性変化点の影響も少ない。

50Kine 時の弾性非線形の応答変位は、0.8 秒以上では EL CENTRO 波の 4.6～5.0 秒を除き弾性線形の 0.9 倍～1.5 倍で、剛性変化点による違いは少ない。

弾塑性非線形と比べると、剛性変化点が 20Kine、25kine の場合は 3.0 秒以上では増倍率は 1.0 倍～1.5 倍で、剛性変化点の影響も少ない。

第 2 ステップへの進入度 (β) は剛性変化点が低いほど大きくなり、地動 50Kine の時は剛性変化点が 25Kine と 15Kine でほぼ 2 倍となる。また第 2 ステップへの進入度による弾性非線形の周期の伸びは剛性低下率 (α) の影響が大きく、第 2 ステップへの進入度 (β) が大きくなるにつれて周期の伸び率は少しずつ低下する。

弾性線形と弾性非線形の弾性歪みエネルギーは、剛性変化点が 20Kine、25Kine ではあまり変わらないが、15Kine ではばらつきが多くなる。2.5 秒以下では線形に対する非線形の増倍率は周期のよってばらつきが多いが、3.0～4.5 秒ではどの剛性変化点の場合もほぼ 1 を下回る。

7) 地震波による影響 (1 質点)

入力地動 50kine 時には剛性変化点を 25Kine とした弾性非線形の応答せん断力は、0.6 秒以上では EL CENTRO NS、神戸 EW、BCJ-L2 波とも弾性線形に比べ 0.6～0.8 倍に低減し、弾性歪みエネルギーより求める略算値 (0.69 倍) とほぼ一致する。弾塑性非線形に比べると 3 波とも 0.9～1.5 倍に増える。

変位に関しては、EL CENRTO 波・神戸波・BCJ 波における地震波による影響は少なく、短周期を除き線形に対して 0.9～1.4 倍に増加し、弾性歪みエネルギーより求める略算値 (1.13) と大きく変わらない。弾塑性に対しは 1.0～1.8 倍である。

EL CENRTO 波・神戸波・BCJ 波によって構造物に生じる弾性歪みエネルギーは、1.0 秒以上では弾性線形と弾性非線形はほぼ同じである。弾性系は弾塑性非線形の 1.0～2.5 倍である。

8) 地震動の強さによる影響 (1 質点)

0.8 秒以上ではほとんどの周期帯において弾性非線形の弾性線形に対するせん断力の低下率は、地動 70Kine は地動 50Kine の時より多く、略算値 (50Kine 時の低下率=0.69 70Kine 時の低下率=0.62) に近い。

弾性非線形の弾性線形に対する変位の増減率は、EL CENTRO 波、神戸波では 3.0 秒以上で、BCJ 波では 1.0 ～3.0 秒で 50Kine と 70Kine との違いは少ない。50Kine の時の増加率は 2.6 秒を除き略算値 (1.13) に近いが、70Kine では略算値 (1.25) よりやや小さい。

第 2 ステップへの進入度は 50Kine では地震波による違いは少ないが、70Kine になると違いが大きくなる周期帯が地震波によって顕著に現れる。50Kine では略算値 (2.26) に各波とも近いが、70Kine では周期によつては略算値 (3.5) と

の違いが大きくなる。

弾性線形と弾性非線形の弾性歪エネルギーは入力地震動の強さによる影響はなくほぼ同じである。

5 章では可変剛性機構の有効性を検証するため、下層階にその機構を設けた 38 階の超高層ビルの試設計での地震応答解析を行い、その装置を有しないものと比較を行った。また可変剛性機構の設置方法による影響を調べるために、可変剛性機構のブレースの設置階による影響と耐力壁の浮き上がり効果の影響について検討を行い、試設計における構造計画に関しては以下の結果を得た。

1) 変形の割合と負担せん断力

ここで検討した試設計の構造骨組みの曲げ変形とせん断変形の割合は、上層階は曲げ変形が多いのでせん断剛性を低下しても効果的ではなく、下層階のせん断剛性を低下することが建物の水平剛性を低下する上で効果的である。

また下層部のブレースの負担せん断力は、剛性変化をする前では全体の 70% 前後であったが、剛性変化後は 50~30% になる。上層階では剛性変化前も後もほぼ同じである。

2) 応答せん断力と変形

弾性非線形タイプの最大応答せん断力は 20 階付近を除き弾性線形の 0.6~0.8 倍であり、可変剛性機構の有効性が確認された。変形に関しては可変剛性機構を設置した下層階で、弾性非線形タイプは弾性線形タイプより層間変位は大きいもののその値は 1/200 と小さく、最上階の変形も弾性線形の 0.9 倍である。

3) 可変剛性部分の第 2 ステップへの進入度

建物の下層階で可変剛性機構を構成している PC 鋼棒は 70Kine レベルの地震入力においても弾性限界までの余裕度は 1.5 以上あり、弾性非線形の性状を余裕を持って確保している。

4) 可変剛性部分の設置階による影響

可変剛性機構はある程度の階数にわたって設けた方が、その効果を発揮できるとともに局部的に変形があまり大きくなるしない。

5) 柱の軸方向剛性の変化による影響

台風や中小地震による水平力に対して建物の揺れが少ないように剛性変化点を設定した可変剛性タイプでは、耐力壁の 1 階の軸方向剛性の低下では効果が無く、8 階までのせん断剛性を低下させる方法が効果的である。

また長期軸力以上の引張り力が作用すると浮き上がるタイプは、下層階のせん断力がある程度（約 10~15%）低減できるが、地動ほぼ 10Kine の地震時あるいは設計風外力の 50%（長期軸力相当の引き抜き力）の台風時に浮き上がりが生じることになる。

建築物の振動性状を弾性非線形にする可変剛性機構を提案し、その機構の復元力特性とその機構をもつ建築物の振動特性を確認した結果、次のような知見を得た。

提案した可変剛性機構は、あらかじめ設定してある元応力を超える力を作用させることで容易に弾性非線形の復元力特性を示す。この弾性非線形の機構は、弾性状態で建築物の剛性を変化させ地震応答を低減する制振効果があるが、その効果が発揮できる建築物は、周期のやや長い高層建築物である。建築物にこの地震応答を低減する機能と、建物の減衰を高める機能を付与するなど、制振機能を多重に合わせ持たせることで確実に耐震性の向上がなされる。

本研究は高層建築物の構造性能を向上するための一つであって、今後の更なる創意を誘起し、平易で確実に経済的な建築構造を造ることを望みたい。

以上

発表論文・著書

- 1) 「弾性非線形の特性をもつ可変剛性機構に関する研究」
日本建築学会構造系論文集 第 535 号 2000 年 9 月
- 1') 上記論文に関する「高橋元一・那須 正の討論に対する回答」
日本建築学会構造系論文集 第 544 号 2001 年 6 月掲載予定
- 2) 「A STUDY ON VARIABLE STIFFNESS DEVICE HAVING ELASTIC
NON-LINEAR CHARACTERISTICS」
12th WCEE, Auckland, New Zealand, Jan. 2000
- 3) 「A STUDY ON VARIABLE STIFFNESS DEVICE HAVING ELASTIC
NON-LINEAR CHARACTERISTICS」
7th EASEC, Kouchi, Japan, Aug. 1999
- 4) 「A SURVEY OF BUILDING DAMAGE DURING THE EL-ASNAM ,
ALGERIA EARTHQUAKE OF OCTOBER 10, 1980」
8th WCEE, San Francisco, U.S.A., Jul. 1984
- 5) 「DESIGN OF THE SHINJUKU-SUMITOMO BUILDING」
National Conference on the Planing and Design
Of Tall Building Tokyo, Japan, Aug., 1973
- 6) 「EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN OF 52-STORIED SHINJUKU-
SUMITOMO BUILDING」 5th WCEE, Rome, Italy, June, 1973
- 7) 「超高層事務所ビル」共著 市ヶ谷出版社 1987 年 6 月
- 8) 「日本 IBM 本社ビル」日本建築学会 建築雑誌 Vol. 102 1987 年 10 月
- 9) 「新しい耐震要素として考えられるプレストレスト・コンクリート」
プレストレスト・コンクリート Vol. 16 June, 1974
- 10) 「超高層建築」共著 丸善 1973 年 4 月
- 11) 壁体を用いた超高層建家の構造計画」共著
建築技術 No.202~205 1968 年 6 月~9 月

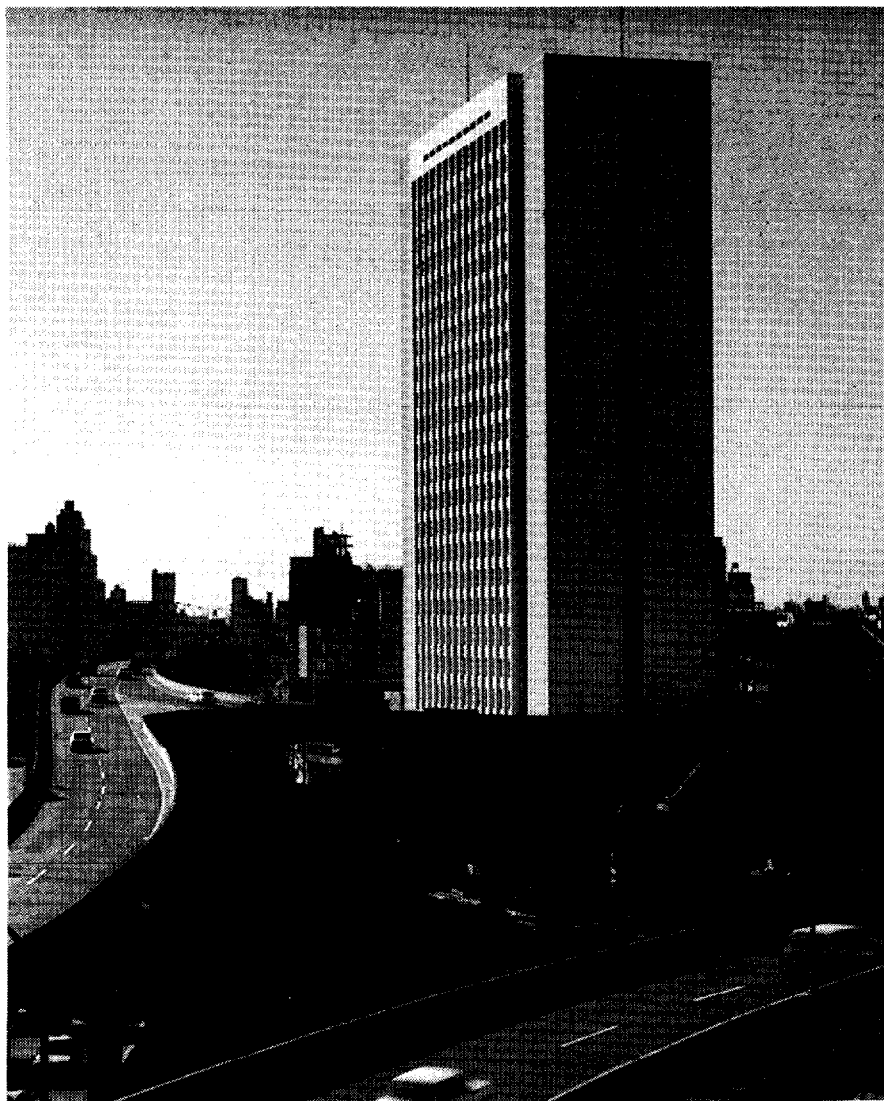
以上

参考文献

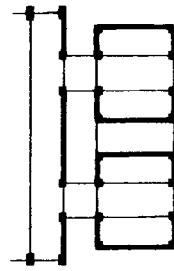
- 1) 佐野利器：家屋耐震構造論
震災予防調査会報告書 第83号 1916年
- 2) 武藤 清：真島博士の柔構造論への疑い
建築雑誌V45 1931年
- 3) 日本国有鉄道・日本建築学会・日本鉄道技術協会：
建築物の適正設計震度に関する研究 1962年
- 4) 日本建築学会：高層建築技術指針 1964年
- 5) 武藤 清、長田正至：京王プラザホテル
超高層建築、丸善、1973年
- 6) 須藤福三、水津秀夫他：壁体を用いた超高層建家の構造計画
—WTC ビルの構造計画の推移—
建築技術 1968年6月－9月
- 7) 日本建築学会：動的外乱に対する設計—現状と展望— 1999年5月
- 8) 多田英之：免震、地震への絶縁状 小学館 1996年9月
- 9) 寺本隆幸他：ダイナミックダンパーを設置した塔状構造物の設計と振動実験
(その1, その2)
第7回日本地震工学シンポジウム 1986年
- 10) 日本建築構造技術者協会：制震構造の現状と展望
structure No.67 1998年7月
- 11) 小堀鐸二他：京橋成和ビル
建築技術 No489 1991年10月
- 12) 西谷 章：アクティブ制震技術
建築雑誌 No1439, 1999年6月
- 13) 小堀鐸二：グローバル化を迎えた制震構造
建築技術 No489 1991年10月
- 14) 寺本隆幸：日本の制振構造[1－4]
鉄鋼技術 1999年10月
- 15) 小堀鐸二、金多潔：建築架構に耐震性を付与する為の一方方法
日本建築学会近畿支部研究報告 構造 26 1954年6月
- 16) 小堀鐸二、南井良一郎：地震による構造物の非線形振動について
日本建築学会論文報告集 1956年3月
- 17) 小堀鐸二、南井良一郎：制震系の解析（制震構造に関する研究1）
日本建築学会論文報告集 1960年10月

- 18) 小堀鐸二、南井良一郎：制震系の解析（制震構造に関する研究2）
日本建築学会論文報告集 1960年10月
- 19) 小堀鐸二：制振構造に関する一つの試み
日本建築学会近畿支部研究報告 構造 1957年10月
- 20) 小笠原 桂他：多層試験体を用いた可変剛性制震システムの振動台による制御
実験（その1 制震システム及び実験方法）
日本建築学会大会学術講演梗概集 1990年10月
- 21) 那須 正他：多層試験体を用いた可変剛性制震システムの振動台による制御
実験その2 実験結果）
日本建築学会大会学術講演梗概集 1990年10月
- 22) 小堀鐸二他：ブレースを利用した制震構造
建築技術 1991年4月
- 23) 坂本光雄、高橋元一：鹿島静岡ビル
structure 1998年7月
- 24) 高梁元一、小堀鐸二他：高層建物を対象とした可変剛性制震システムの制御
特性に関する考察
日本建築学会構造系論文集 No531 2000年5月
- 25) 清水建設：筋かいの伸縮装置 特願 昭42-59354
- 26) 日建設計：可変剛性機構を有する耐力壁 特願 昭41-74506
特許 第865979号
- 27) 武藤 潔：家屋の耐震設計方針に就いて 建築雑誌 1929年11月
- 28) 加藤 勉、秋山 宏：強震による構造物へのエネルギー入力と構造物の損傷
日本建築学会論文報告集 No235 1975年9月
- 29) 秋山 宏：エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計
技報堂 1999年11月
- 30) 日本建築学会：建物の減衰 2000年10月
- 31) 石丸辰治：制震構造のいろいろー制御概念と機構の観点からー
建築技術 1991年10月
- 32) 井上 豊：制振構造をイメージする
建築技術 1991年10月
- 33) 大橋雄二：免震構造建物の原理と提案・研究の歴史
建築雑誌 No1414 1997年11月
- 34) 小堀鐸二：これからの制震構造技術の役割
structure No67 1998年7月
- 35) 和田 章：制震構造の成立ち structure No67 1998年7月

- 36) 寺本隆幸：エネルギー的評価による鋼構造物の耐震設計に関する研究
1987年
- 37) 北村春幸：エネルギーの収支に基づく免震・制振構造の設計法
1994年
- 38) 水津秀夫：弾性非線形の特徴をもつ可変剛性機構に関する研究
日本建築学会構造系論文集 No535 2000年9月
- 39) Suitsu H. : A study on variable stiffness device having elastic nonlinear
characteristics
12th WCEE New Zealand 2000年1月
- 40) 水津秀夫：新しい耐震要素として考えられるプレストレスト・コンクリート
プレストレスト・コンクリート Vol.16 1974年 6月



日本 IBM 本社ビルディング



(1) 三架構の連成振動

ワン・ルームの事務室部分とその両端にサービスコアを配する平面計画において、構造的にこの三つの架構をいかに連結するかがこの計画の中での最難問であった。在来の高層建物の設計では、建物の上下の連結を考へて、地震時の振動性状を把握し、耐震設計を行なえば良かったが、本設計においては、上下の連結と同時に三つの架構を水平方向にも連結して、構造体を解析しなくてはならなかった。しかし振動性状の異なる架構を連結

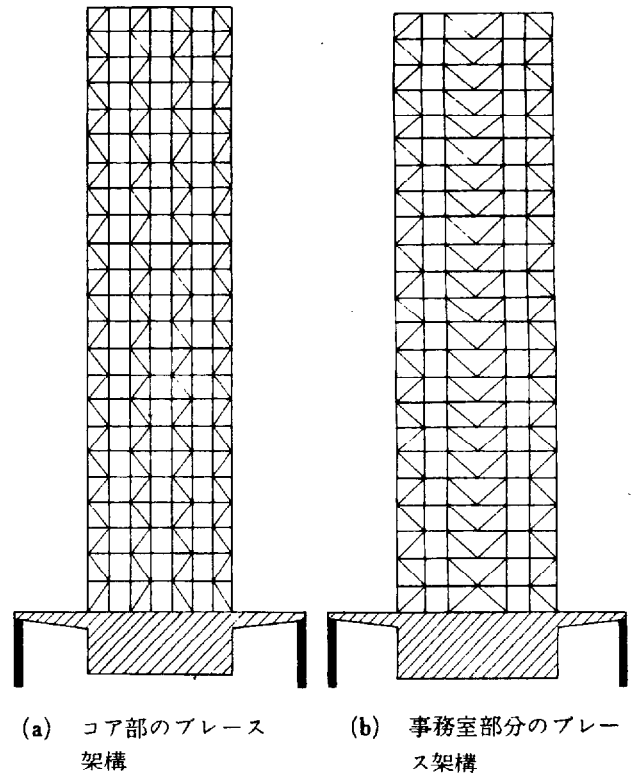


図1-1

したのでは、その接合部に過大な応力や変形が生じる。したがってそれぞれの振動特性が似ているように架構の剛性設計を行なわなければならなかった。建物の短辺方向すなわち東西方向の振動にはねじれの傾向が生じやすいので、とくに気をつかわなければならなかった。

事務室部分をワン・ルームとしたため、耐震壁としては両妻にしか設けておらず、振動性状としてはラーメン的性格、すなわちせん断変形的な要素が強くなる。事務室部分の負担せん断力分布を図1-2に示す。

一方、コア部は一般的には壁的性格、すなわち曲げ変形の要素が強くなると同時に、エレベーター、階段などにより床開口が多くなり、平面剛性が低下する。したがって耐力要素を集中させず、均一に分散させ、さらに変形をせん断的にするため「」形のブレース架構を向かい合わせて、それを相互に短い境界梁で連結した。このため事務室部分と振動特性が似かより、連成振動時のせん断力は、それぞれの重量比に応じた値となった。すなわちせん断力の水平移動がなく、連結部に過大な応力や変形が生じにくい架構特性を作ることができた。同時に隅部ではブレースが直交しているため軸力の集中は直交方向へ分散されるし、ねじれ変形に対しても有利な形状でもある。その結果、事務室部分および南北のコアのそれぞれの振動特性は図1-4に示すように設計

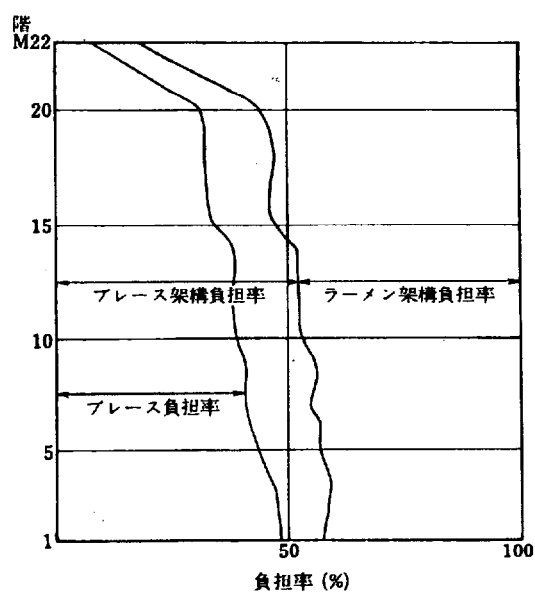


図 1—2 負担せん断力分布

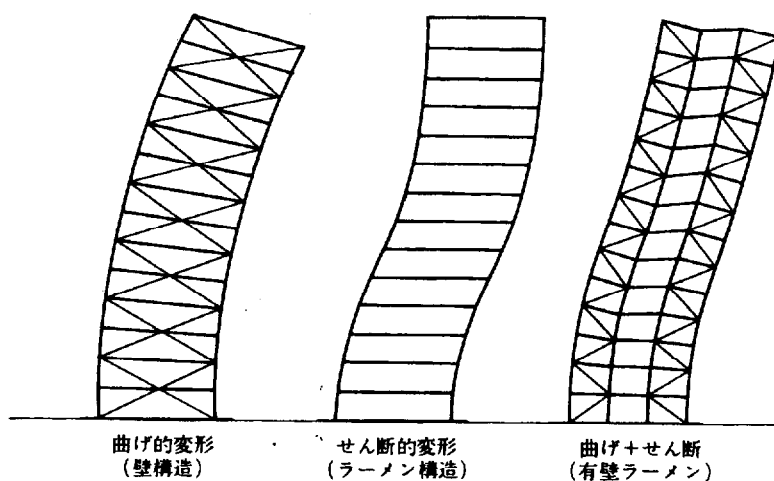


図 1—3

できた。

以上のような振動特性をもつ架構を図 1—5 のように、事務室部分とコア部分とを連結する床の水平剛性で結び、並列型のモデルに置換して全体の振動特性を求めた。

図 1—6 に短辺方向すなわち東西方向の自由振動モードを示す。これらの結果からみて平面のねじれモードは 5 次以後に現われており、振れの影響があまりないことがわかる。

このような振動特性をもつモデルの基部に地震波を与え、応答計算を行ない、架構相互の相対変位および水平連結材に発生する伝達力を求めた。東西方向の結果を図 1—7 に示すが、連結部分に生じる応力は最上層および最下層で大きくなるが、北コアと南コアにおいてはほぼ等しい値で、200 gal の地動に対して 10t 程度である。長辺方向すなわち南北方向においてもこれとほぼ同じ程度の相対変位・伝達力であり、三つの架構を連結したことによる問題はまったく生じないこと

南コア固有周期 (s)			事務室部分固有周期 (s)			北コア固有周期 (s)		
	X 方向	Y 方向		X 方向	Y 方向		X 方向	Y 方向
1 次	2.273	2.293	1 次	2.447	2.181	1 次	2.125	2.143
2 次	0.658	0.736	2 次	0.846	0.734	2 次	0.603	0.673
3 次	0.342	0.390	3 次	0.490	0.407	3 次	0.314	0.359

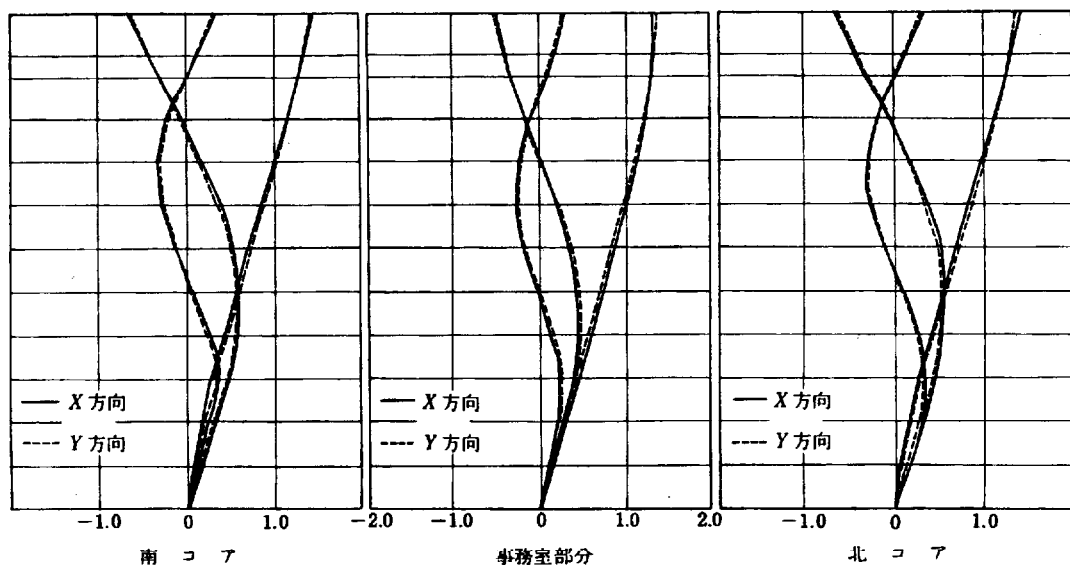


図 1—4 各架構の曲げせん断型自由振動モード (βu)

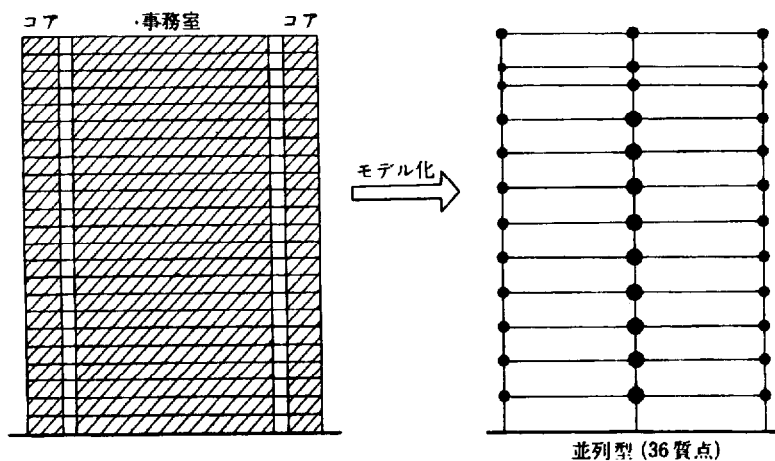


図 1—5 振 動 モ デ ル

が確認された。

振動性状の設計と同時に架構の耐力設計においても、それぞれの架構が独立しても、すなわち連結部が応力を伝達しえなくなった段階でも十分に完全であるように架構に強度をもたせた。この考え方は、かりに設計外力以上の応力が長時間繰り返され、部分的に部材が降伏状態になったとしても、全体のバランスがくずれ、崩壊状態になることのないよう配慮したためである。図 1—8 に架構別の応答最大せん断力・設計用せん断力・架構耐力を示す。いずれの架構も設計外力

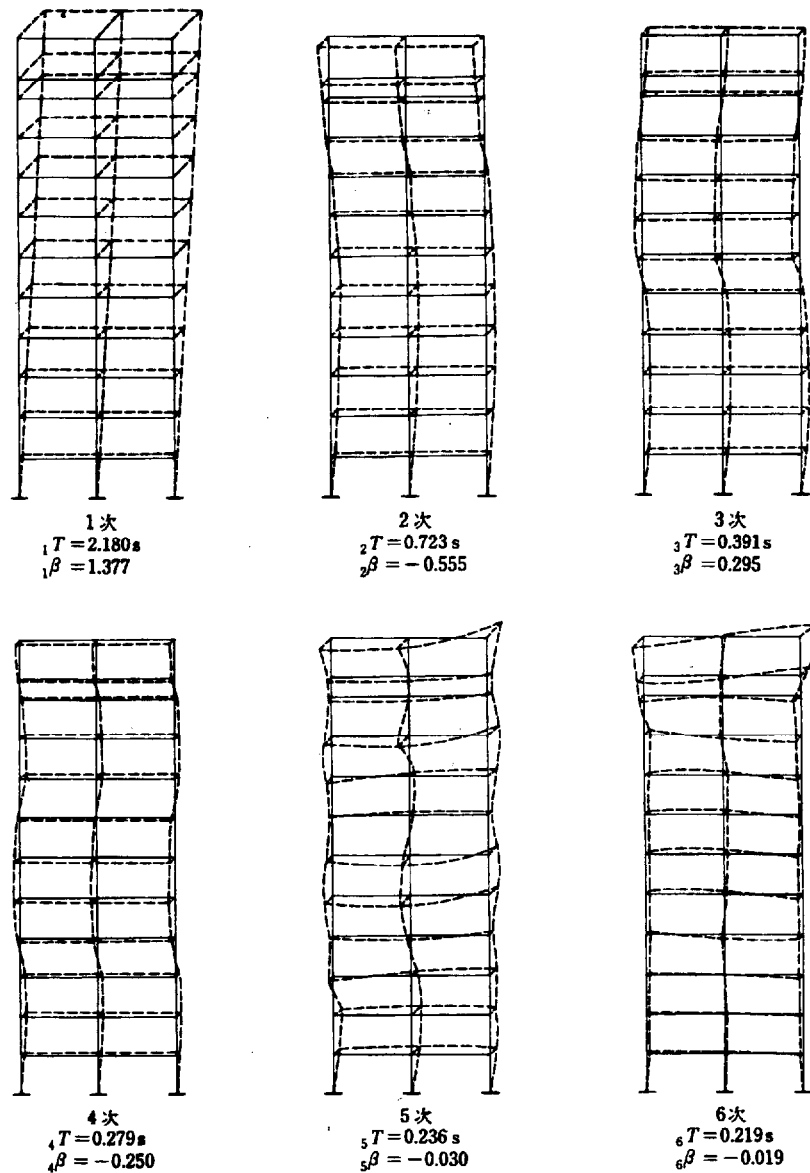
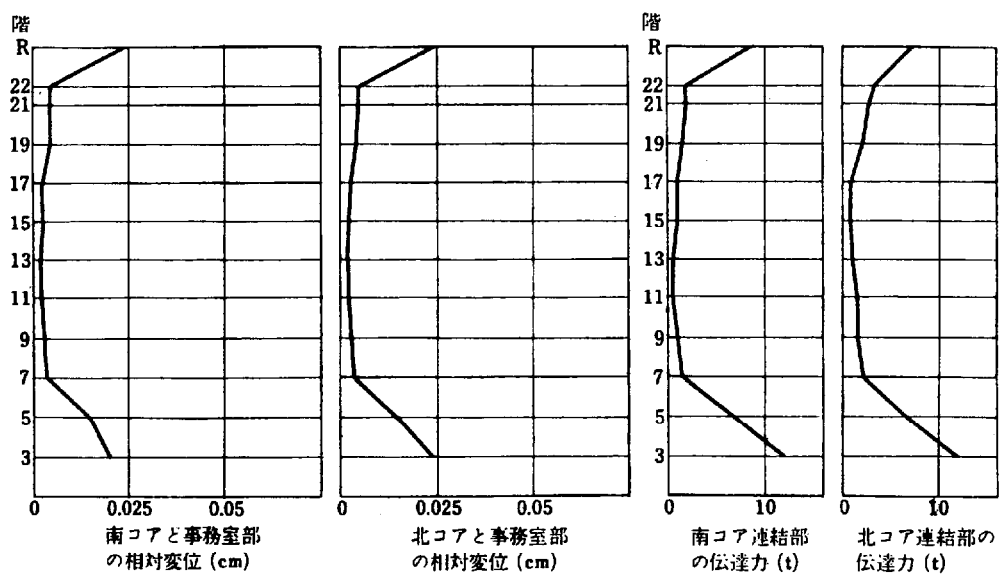


図1—6 東西方向並列型自由振動モード



(EL CENTRO EW 200 gal $h=0.02$)

図1—7 並列型モデル最大応答相対変位—スラブ伝達力

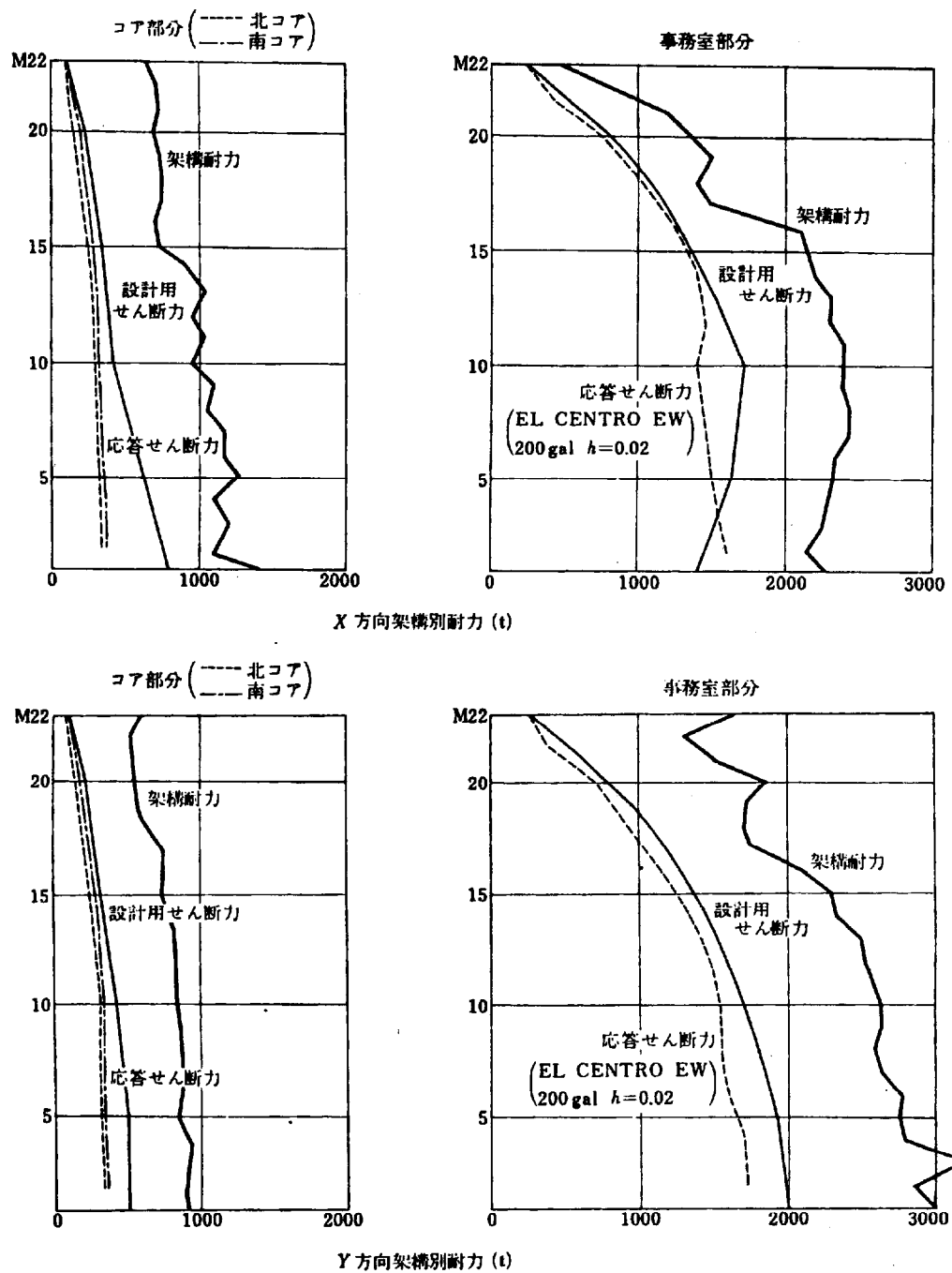
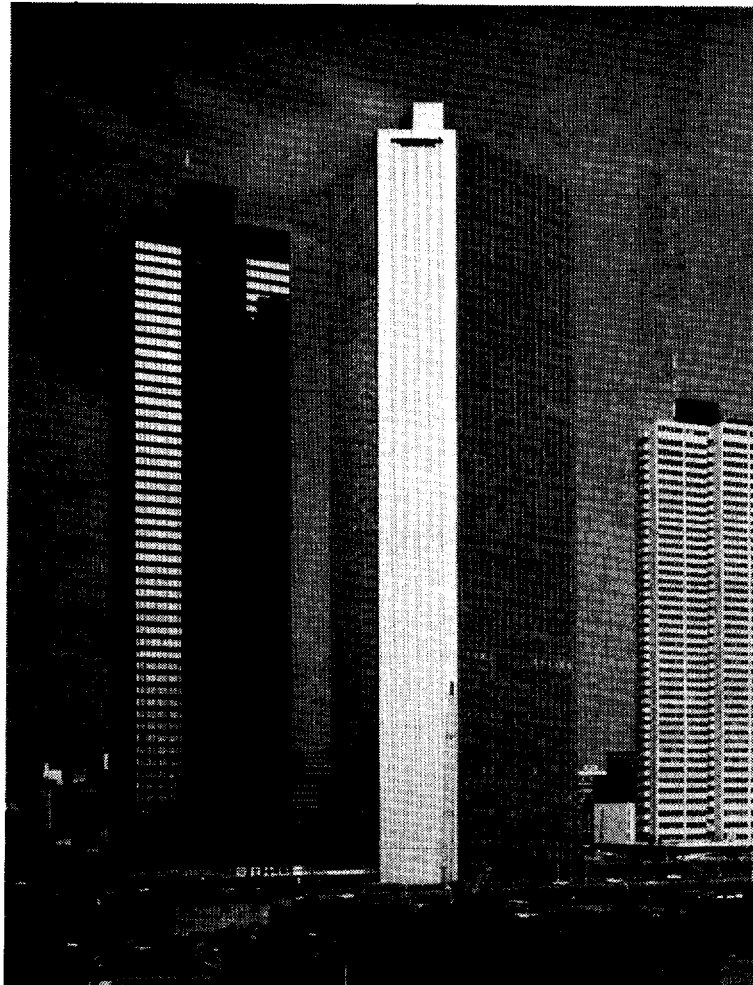


図 1—8

の 1.3～7 倍の耐力をもっており、各架構が独立して存在しても十分に安全であることが確認された。



新宿住友ビルディング

**NATIONAL CONFERENCE
ON THE PLANNING AND DESIGN OF TALL BUILDINGS**

August 28-30, 1973 Tokyo, Japan Architectural Institute of Japan

1 耐震設計

当ビルの設計方針としては、関東大震災のような地震に対しても安全であるものとするにしました。しかし、耐震性能を把握するための動的解析をするにはまだ地動の設定・架構の復元力特性・減衰項の設定などの多くの問題点が残されています。設計にあたってはこれらの問題をできるだけ根本へ立返って設計にとり入れるように試みました。

1-1 地盤特性の把握

当地区の開発に当たり、地盤層について総合的な調査をすることは、単に新宿新都心地区のためのみにとどまらず、より広い地域の地震対策に関する資料としても寄与することにもなるので、当地区の基礎地盤層の調査について、日本建築センターおよび東京都から総合的地盤調査をすすめるよう当地区の地主協議会に対して依頼書が出されるよう働きかけました。しかし建設計画の緩急などの事情により地区全体としての足並みが整いにくかったため、調査区域は7号地、8号地、9号地および10号地に隣接する朝日生命用地となり図-1にその概要を示します。この調査をすすめるにあたっては地震・地質・土質・構造工学など理・工学の両方面の研究者で委員会を構成し金井清博士を委員長とし、各専門の分野より学術上・技術上の検討を加え、調査の万全をはかりました。

調査の項目としては

- ・弾性波の測定： 深度150Mのボーリング孔を使用して、各層の深度と弾性波の伝播速度を測定した。
- ・ボーリング： 深度165Mの測定孔の掘削と資料採取・物性調査および深度40Mから100Mまでの標準貫入試験を行った。
- ・物理検層： 深度150Mまでの孔内で電気検層・音波検層・放射能検層を行い、地層区分を行った。
- ・土の動的三軸試験： 深度80Mおよび140Mにおける採取資料について、動的三軸試験を行い、物理定数を求めた。

当委員会による調査では、超高層ビルにとっての基礎地盤層について、その地盤構成を土質・物性を究明し、耐震上の安全性を検討するに必要なデータの取得にとどめました。この調査委員会によるもの以外に短周期成分を対象とした常時微動観測および長周期成分を対象とした観測も行い、地盤の振動特性を把握しました。

なお今までの調査の範囲では、深度165Mまでの地盤構成やそれらの振動特性は把握できましたがさらに深い部分の地盤特性を把握することができませんでした。従って長周期の地盤振動に関する資料が今ひとつ不足していることとなります。この資料をうる一つの手段としてこの地区全域における地中地震計による同時観測が考えられるので、今後の調査項目として、準備をすすめています。



図-1 地盤調査区域

地下165Mまでの地質状況は、図-4の柱状図にみられるごとく、細砂・粘土質細砂・砂礫などの互層が続いており、125M付近で微細砂を挟む土丹層に達し、165Mまで同質の土丹層が存在しています。深度125Mでの地層の境界面では弾性波速度に多少の変化がみられるがほとんど大差がないことが判明しました。従ってこの土丹層を地震基盤と考えるにはまだ問題があると思われました。一方、敷地近くのボーリング資料(東京地盤図より抜粋 図-2)によると地下400M~600Mに江東砂層が存していることも示されているので、地震基盤としては、この層底を境界として考えてみました。地震基盤を仮に地下625Mに考えて、S波の重複反射より計算した時の地表での増巾率を、敷地で長周期を目的として観測した常時微動の結果を図-3に示します。基盤から地表の間で増巾される周波数は、図-3にあるように1.4秒と4秒前後の長周期成分にもみられます。

従って設計建家の周期が約5秒であることから、長周期成分を見のがすわけにはいかなないと考えられます。

重複反射により振動特性を計算する際に用いたデータは、表-1に示します。これらは前述の調査により得られた値であり、地盤特性を考慮した想定地震波の作成にも使用しました。

1-2 地動の強さ

耐震設計に用いる地動の強さは関東地震の当敷地での地動を推定することになります。これには各氏の研究があります。

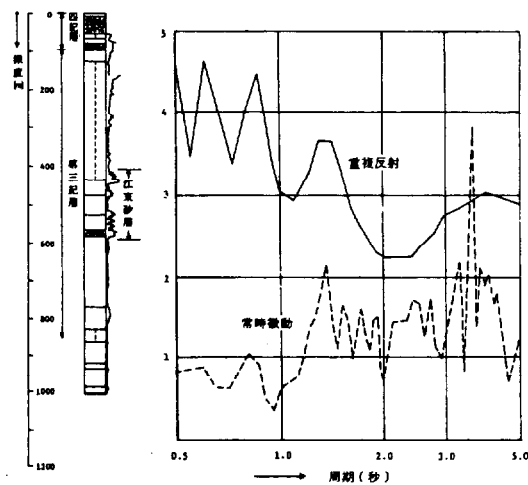


図-2 地層図

図-3 地盤特性

地層 NO.	密度 (TON/M ³)	S波速度 (M/SEC)	層厚 (M)	層底位置 (M)
1	1.60	160.	7.	GL-7.
2	1.70	225.	13.	-20.
3	"	430.	30.	-50.
4	"	490.	32.	-80.
5	1.80	550.	43.	-125.
6	"	620.	500.	-625.
7	"	900.		

表-1 重複反射に用いたDATA

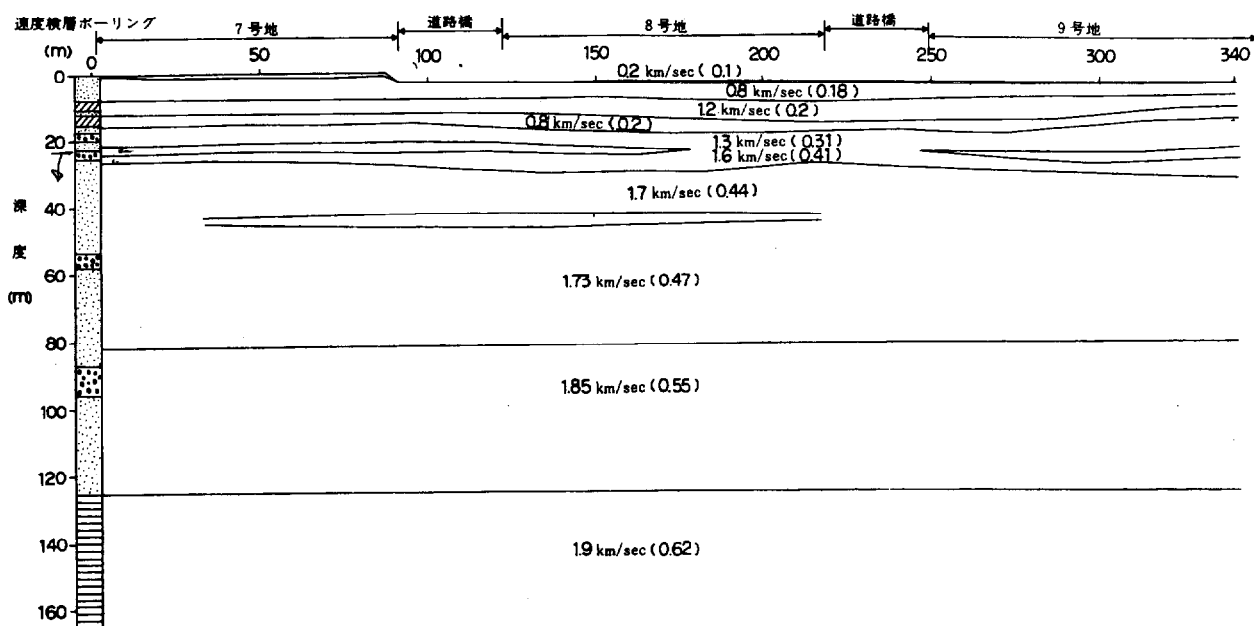


図-4 P波(S波)速度層断面図

・金井博士の式

$$a_m = \frac{5}{\sqrt{T_0}} \times 10^{0.61M - 1.73 \log_{10} \tau + 0.13}$$

とすると

$$T_0 = 0.4 \quad \tau = 7.5 \text{ Km} \quad M = 7.9$$

$a_m = 450$ ガルとなる。

・小林・鏡味両氏の研究

関東地震の東京における地表面の加速度分布に関する研究では、東京東部での加速度は約300～400ガルで局部的には500ガルを超える地点がある。

以上のことより、地表面での強さは、400～500ガルと設定しました。

1-3 想定地震波

地盤の振動特性を考慮した地震波を得るために、十勝沖地震で記録された港湾技術研究所・八戸港SMAO・NS成分(1968・5・16)の加速度記録より、地盤特性を除去したものを基盤(GL-625M)に入射して、S波の重複反射により地表に出現するであろう地震波形を作成しました。

この地動は最大速度を60 cm/secにすると、最大加速度421ガル、最大振巾36 cmとなるものであり関東地震の強さに匹敵するものと考えられます。

1-4 検討用地地震波

振動解析に用いる地震波としては、地盤特性を考慮した地震波のほかに、EL-CENTRO(NS・EW)およびHACHINOHE(NS・EW)の4つの地震波記録を用いました。これらの地震波と想定地震波の強さのレベルをそろえるために、地動の強さの評価は速度で行ないました。加速度によって強さの評価をすることは、加速度が短周期成分によって影響をうけるので、建家周期が約5秒であることを勘案すれば、正しい評価法とはいえません。

従って、地動の加速度で設定せずに、短周期成分の影響を受けにくい速度で強さのレベルを設定しました。地表の速度を40 cm/sec、60 cm/sec、80 cm/secの3段階の強さで整理しました。60 cm/secは関東地震に相当し、80 cm/secはさらに大きな地震の場合に相当すると設定しました。図-5に振動解析に使用した各地震波の加速度応答スペクトルを示します。

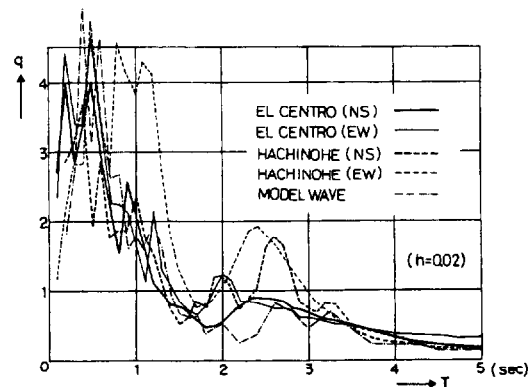


図-5 検討用地地震波の加速度応答スペクトル

表-2には各地震波の最大速度と最大加速度の関係を示します。速度の算出には、周期1.5秒 $h^* = 0.45$ の振子の振動応答より求めました。

振動解析に用いた想定地震波以外の波の選択にあたっては、地震規模の大きなもので、記録時間の長いものとししました。EL-CENTRO波は30秒間、HACHINOHE波・想定地震波は60秒間のデータを振動解析に用いました。

地震波	強 さ		
	40 cm/秒	60 cm/秒	80 cm/秒
EL-CENTRO (NS)	285 gal	430 gal	570 gal
" (EW)	230 "	345 "	460 "
HACHINOHE (NS)	266 "	400 "	532 "
" (EW)	220 "	330 "	440 "
想定地震波 (地表)	281 "	421 "	562 "

表-2 速度と加速度の関係

・参考文献 文部省特定研究 構造物災害に対する地震特性の研究(代表 大沢 胖)

1-5 建家の振動特性

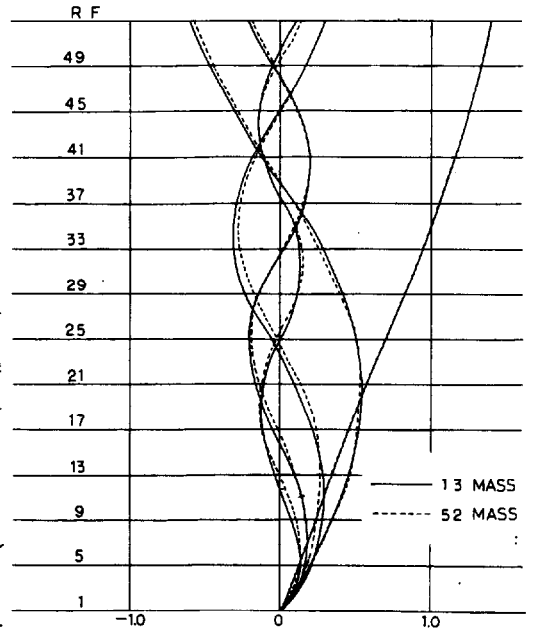
振動解析の基本となる架構のモデル化は、多質点直列型モデルとし、質点数は地上全階を質点とした52質点系と、4階おきに等価質点を考えた13質点系の二つのモデルを用いました。図-6に示すように質点数の低減をしてもほとんどその差はありません。架構剛性の算出は、立体架構としての水平剛性に関するマトリックスとして求め、固有値の算出はJACOBI法により算出しました。地盤の変形を考慮した場合の振動系の固有値を求めるために、地盤をFEMにより解析し、回転バネ・水平バネおよび等価質量・等価回転慣性を求めました。この地盤変形を含んだ振動系においても、固有値は1階床を固定とした場合とほとんど一致していました。また振れ振動の1次周期は2.70秒でした。

1-6 弾性応答

地動40cm/secの最大速度をもつ外乱をモデル基部に入力として与え、モーダルアナリシスにより各次モード別応答を各時刻ごとに加え合せて計算しました。その結果を図-7に架構耐力および設計用地震荷重とともに示します。

設計用地震荷重とは、これらの応答値を考慮して、架構解析の際に外力として静的に与える力として採用した水平力であります。この水平力はベースシャーで0.07に相当します。

振動系の減衰項のとりあつかいが応答結果に与える要素を把握するために、1次振動に対して1%、0.5%を考慮して、高次振動に対してはその振動数に比例させた場合と、高次における減衰項の増分をほんのわずかにした場合などの検討も行ないました。この結果、応答値に与える影響として20%程度であることがわかりました。



	固有周期(秒)		刺激係数(β)	
	13質点	52質点	13質点	52質点
1次	5.072	5.063	1.398	1.391
2次	1.671	1.653	-0.593	-0.575
3次	0.951	0.927	0.313	0.290
4次	0.672	0.642	-0.198	-0.185
5次	0.525	0.492	0.134	0.138

図-6 モードおよび固有値

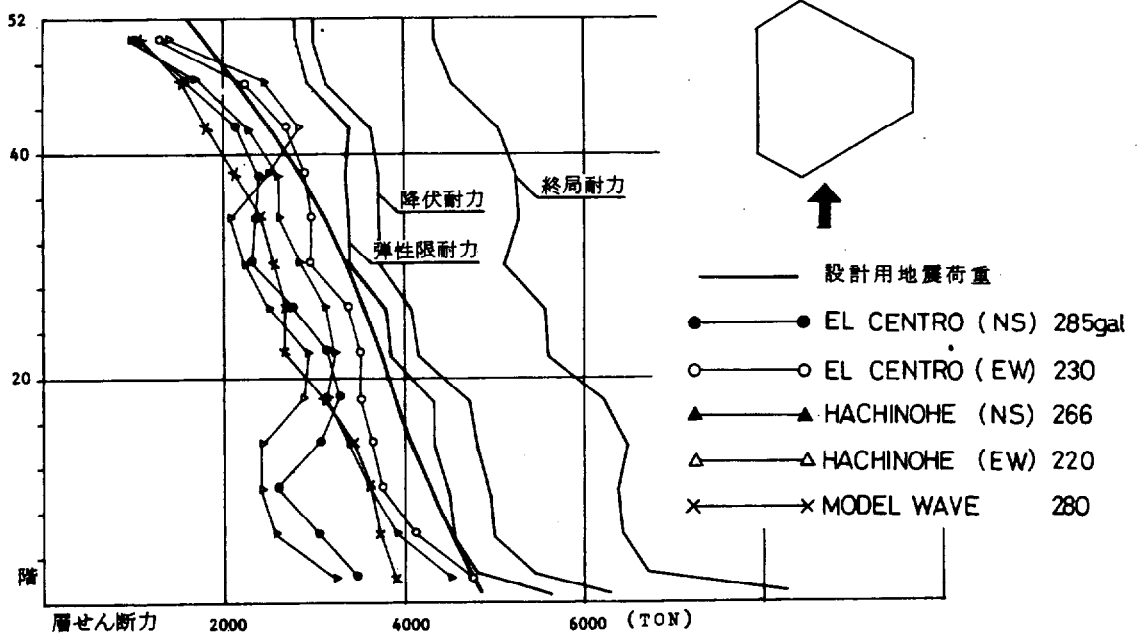


図-7 弾性応答値(地動40cm/sec $h=0.01$)

1-7 弾塑性応答

地動 60 cm/sec の最大速度をもつ強さの地震においては、構造体は弾塑性域に入ります。本建家のチューブ構造では任意の方向の水平力に対して、常に全架構が抵抗するため一方のみならず、二方向の地震動を合わせて考える必要があります。また架構として弾性時には重心と剛心が一致しているため振れ振動を生じませんが、強震時に架構の一部が塑性に入ると剛性のバランスがくずれ、振れを伴った振動が生じると考えられます。これらを検討するために、従来行われていた一方向の地震動に対する弾塑性解析のほかに、振れ振動を含め、二方向に地震動を加えた場合の弾塑性解析を行いました。

図-8 には一方向の地震動 (60 cm/sec) を与え、振れ振動を無視した場合の応答結果を示します。いずれの地震波によってもダクティリティ・ファクターは、1.4 以下であることから、構造体の損傷はほとんどないといえます。図-9 には EL・CENTRO 波の NS・EW の二つの地震動を同時に与えた時の外周架構の各面の面内変位と重心の変位を示します。解析の結果をしては一方向の地震を与えた場合と比較し、著しい相違は認められませんでした。また各面のダクティリティ・ファクターが最大値を示す時の (振れによる変位/総変位) を求めると 1.35 ~ 1.42 のダクティリティ・ファクターに対してわずかに 0.5 ~ 1.5 分の値でした。b, e 両面の最大変位が他の面の $1/2$ から $1/3$ の値を示しているのは地震波の方向性によるものと考えられます。

以上のことより、EL・CENTRO 波を用いた検討では、二方向地震を考え、塑性化による振れを考慮しても、建家の振動応答性状は著るしく不利な結果を生じることはないと確認されました。

1-8 耐震性能

地盤の振動特性を考慮して関東地震級の地動を想定し、架構の耐震性を検討したが、後述の実大フレーム実験の結果をも考え合わせ、構造体としての安全性は充分にあると考えられる。しかし地震時の変形量としては、高層であるが故に相当大きなものを覚悟しなくてはならないであろう。ビルの住居者の揺れに対する不安感を少なくする心理的な配慮についても今後考えていかなければならないと思われます。

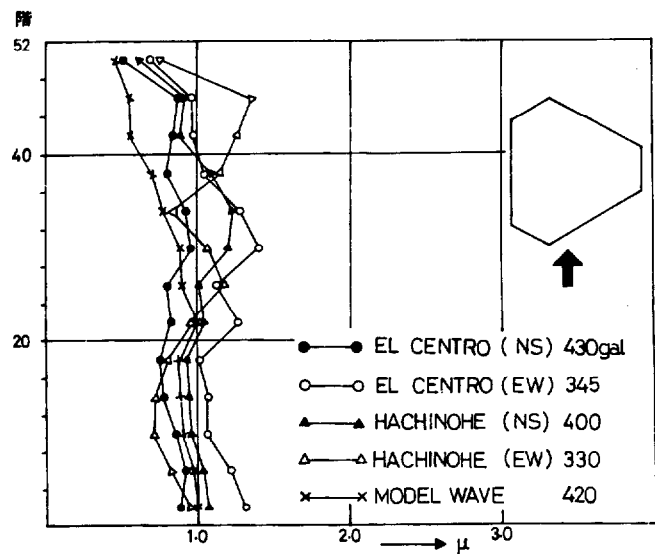


図-8 ダクティリティ・ファクター (地動 60 cm/sec)

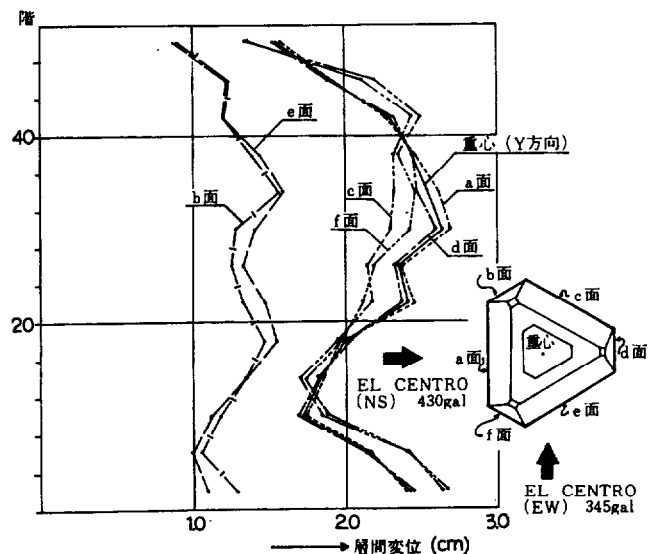


図-9 二方向地震波応答結果 (地動 60 cm/sec)

謝辞

本論文をまとめるに当たり東京工業大学教授 瀧口克己博士に終始懇切なご指導をいただき長年の宿題を全うし得たことを心より感謝申し上げます。

また、論文審査において東京工業大学教授 小川利行博士、同 時松孝次博士、同 和田 章博士 同助教授 堀田久人博士に貴重なご助言、ご指導をいただきました。ここに謹んで御礼申し上げます。

本研究は我が国の建築物の耐震設計によりやうく動的設計が採用され柔構造の高層建築物が設計され始めた時期に、当時日本で初めて150mを超える超高層ビルの設計が(株)日建設計において行われ、このプロジェクトに用いるべく研究されたものであります。プロジェクトの一員として私も参加させていただき、当時の構造担当責任者の須藤福三博士をはじめ、園部泰寿博士、杉原健児氏、小林紳也氏、寺本隆幸博士など数多くの諸先輩、同僚とともに開発・研究を行ったもので、1967年に建築センターの審査会へ提出したものの認可を得られなかったと云う経緯がありましたが、昨今の制振装置の普及を鑑みて当時の資料を基に再整理をしたものであり、研究・開発と一緒に当時ご苦勞された方々のお陰によるものであります。本研究の実施に当たり終始ご指導を頂いた故梅村魁先生をはじめ、東京大学大型実験棟において実験のご協力を頂いた伊藤 勝博士、石橋一彦博士、北川良和博士、菅野俊介博士、中田慎介博士、西川孝夫博士ほか元梅村研究室の皆様のご支援に対し、ここにあらためて感謝申し上げます。

本研究の基本となっている元応力に関してはプレストレスト・コンクリートの分野での故加藤六美先生の手ほどきのお陰によるものであり、地震工学に関しては小林啓美先生のご教授の賜物と感謝いたします。

創造的・先進的な設計を実践して示していただいた多田英之博士、矢野克己博士には構造設計者としても会社の先輩としても入社以来から温かく身近にご指導いただき、心より感謝いたします。

構造設計面からも本研究を理解していただき、いろいろな局面でご助言やご支援を下さった鶴飼邦夫博士、和田 章博士のご厚意に感謝いたします。

本論文をまとめることへの示唆と日頃の激励をいただいた須藤福三博士のご指導がなければ論文は完結し得なかったものと思います。ここにあらためて心より御礼申し上げます。

このほか多くの方々のおかげで本論文は完成いたしました。心より皆様に感謝いたします。

平成13年盛夏
水津 秀夫